

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Návrh a posouzení pažení kruhové stavební jámy
Design and Check of Sheeting of Circle Foundation Pit

Student: Bc. Jan Vajnrajch

Vedoucí diplomové práce: doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta

Ostrava 2017

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Jan Vajnrajch**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Návrh a posouzení pažení kruhové stavební jámy**
Design and Check of Sheet piling of Circle Foundation Pit
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod (předtím abstrakt (česky, anglicky), definice řešené problematiky)
2. Stavební jámy, výstavba, technologie, zabezpečení stavebních jam, pažící konstrukce, rozpěry, kotvy
3. Řešení zabezpečení kruhové stavební jámy o konkrétních rozměrech v definovaném zemním prostředí – analýza zatížení, vztlaku, napětí empiricky a pomocí matematického modelu (Plaxis, Geo5), volba technologie provádění, návrh dimenzace jednotlivých částí pažení
4. Vyhodnocení dosažených výsledků
5. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] LAHUTA, H. *Doc.Dr.Ing.Hynek Lahuta - Informační stránka* [online]. 2005, poslední revize 25.5.2010. Dostupné z: <www.fast.vsb.cz/lahuta>
- [2] ČSN EN 1997-1 : 2006. *Eurokód 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 138 s.
- [3] ČSN EN 1997-2 : 2008. *Eurokód 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí – část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy*. Praha: Český normalizační institut, 2008. 152 s.
- [4] MASOPUST, J.: *Navrhování základových a pažících konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1997*. Brno: Informační centrum ČKAIT, 2012. 220 s. ISBN 978-80-87438-31-2

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. Dr. Ing. Hynek Lahuta**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 30.11.2017

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́домі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřou licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do její skutečné výše).
- беру на ве́домі, že odevzdáním své diplomové práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě

.....

podpis studenta

Anotace

Tato práce je zaměřena na návrh a posudek jednotlivých částí pažící konstrukce kruhové stavební jámy, která se nachází ve složitých geologických a hydrogeologických podmínkách. Hlavním prvkem návrhu je ocelová štětová stěna, která je rozepřena ve dvou úrovních železobetonovými prstenci. Pro další prvky konstrukce, jako je tubus čerpací stanice a základová deska, jsou zjištěny pouze návrhové síly. Posledním cílem této práce je posudek celé konstrukce vůči vztlaku. V první části práce je uveden stručný úvod do řešené problematiky, dále následuje popis inženýrskogeologického průzkumu a popis technologického postupu výstavby. Na tuto část navazují kapitoly, v kterých je řešen návrh pažící konstrukce empirickým výpočtem, výpočtem v programu GEO5 – 2017 Pažení posudek a 3D matematickým modelem v softwaru Midas GTS NX, který využívá metodu konečných prvků. Poslední částí práce je porovnání jednotlivých typů výpočtů, výsledný návrh pažící konstrukce a výsledný návrh rozpěrných železobetonových prstenců.

Klíčová slova: kruhová stavební jáma, pažení, návrh, posudek, rozpěrné prstence, empirický výpočet, GEO5 – Pažení, 3D matematický model, Midas GTS NX, metoda konečných prvků

Annotation

Thesis is focused on design and check of sheeting and struts of circular foundation pit, which is located in complicated geological and hydrogeological conditions. Sheeting wall is supported with two ring struts from reinforced concrete. Thesis also include presentation of local direction forces of tube and foundation slab, and uplift stability check of the final construction.. First part of the thesis contains introduction to the foundation pits, followed by summary of geotechnical interpretive report and description of construction technology. Next part of thesis is focused on sheet pile design by empirical calculation, calculation in software GEO5 – 2017 Sheeting check and at last calculation by 3D mathematical model in Midas GTS NX, which is solved by fine element method. Last part of thesis deals with comparison of above mentioned calculations, final design of sheet piles and ring struts.

Key words: circular foundation pit, sheeting, design, check, ring struts, empirical calculation, GEO5 – Sheeting check, 3D mathematical model, Midas GTS NX, fine element method

Poděkování

Rád bych poděkoval doc. Dr. Ing. Hynku Lahutovi a Ing. Radimu Krejczymu za odborné rady a jejich čas, který mi poskytli během konzultací. Děkuji také Ing. Marku Mohylovi, Ph.D. za užitečné náměty a připomínky týkajících se tvorby matematického modelu v softwaru Midas GTS NX.

Obsah

1	Úvod.....	13
2	Stavební jámy.....	15
2.1	Technologie výstavby.....	17
2.2	Pažící konstrukce stavebních jam.....	18
2.2.1	Štětové stěny	18
2.3	Rozpěrné konstrukce	19
2.3.1	Dočasné rozpěrné konstrukce.....	19
2.3.2	Trvalé rozpěrné konstrukce	21
2.4	Kotevní systémy	22
3	Inženýrsko-geologický průzkum.....	23
3.1	Cíl stavby a popis jejího okolí	23
3.2	Data z britské geologické služby	24
3.3	Předchozí průzkumná činnost.....	25
3.4	Hydrogeologie	25
3.5	Hydrologie	27
3.6	Geotechnická a kontaminační rizika.....	27
3.7	Vrtný průzkum a symetrické odporové profilování	28
3.8	Geologický profil.....	29
3.9	Přehled geotechnických parametrů.....	31
4	Řešení zabezpečení kruhové stavební jámy	32
4.1	Technologický postup výstavby	32
4.2	Interpretace geologie a geotechnických parametrů pro ruční výpočet a výpočet v programu GEO5 2017 - Pažení posudek.....	34
4.3	Výpočet pažící konstrukce v programu GEO5 2017 - Pažení posudek	37
4.4	Ruční výpočet pažící konstrukce - Blumova metoda náhradních nosníků.....	43
4.5	Metoda konečných prvků – 3D model	50

4.5.1	Modelování geologie.....	50
4.5.2	Materiálové vstupy, modelování štětovnice a rozhraní.....	53
4.5.3	Logické dělení železobetonových prvků.....	60
4.5.4	Výpočtové fáze.....	61
4.5.5	Nastavení, náročnost a doba výpočtu.....	67
4.5.6	Výstupy matematického modelu pro řešené štětovnice.....	69
4.5.7	Výstupy matematického modelu pro štětovnici AU14.....	77
4.5.8	Posouzení navržené štětovnice AU 14.....	89
4.5.9	Návrh materiálů pro železobetonové prvky.....	92
4.5.10	Návrh a posudek rozpěrného prstence.....	93
4.5.11	Návrh a posouzení spodního vodícího prstence.....	99
5	Vyhodnocení dosažených výsledků.....	103
6	Závěr.....	111
	Seznam použité literatury.....	112
	Seznam obrázků.....	113
	Seznam rovnic.....	116
	Seznam tabulek.....	117
	Seznam příloh.....	118

Seznam použitého značení

A	průřezová plocha na 1 bm	[m ² /m]
A_{IP}	průřezová plocha idealizovaného profilu	[m ²]
$A_{ŠTĚTOVNICE}$	průřezová plocha štětovnice	[m ²]
A_V	smyková plocha průřezu na 1 bm	[m ² /m]
b	šířka profilu	[m]
c_{ef}	efektivní soudržnost	[kPa]
d_s	délka vetknutí	[m]
E	modul pružnosti	[MPa]
E_{OED}	edometrický modul pružnosti	[MPa]
E_S	modul pružnosti betonářské oceli	[MPa]
f_{cd}	návrhová krychlová pevnost betonu v tlaku	[MPa]
f_{ck}	charakteristická krychlová pevnost betonu v tlaku	[MPa]
F_X	normálová síla	[kN]
F_y	posouvající síla ve směru Y	[kN]
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu oceli	[MPa]
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu oceli	[MPa]
F_Z	posouvající síla ve směru osy Z	[kN]
HPV	hladina podzemní vody	
$h_{\sigma=0}$	hloubka, kde působí na konstrukci nulový tlak	[m]
I_{IP}	moment setrvačnosti idealizovaného průřezu	[m ⁴]

IGP	inženýrskogeologický průzkum	
$I_{STĚTOVNICE}$	moment setrvačnosti štětovnice	$[m^4]$
I_y	moment setrvačnosti průřezu kolem osy y	$[m^4]$
K_0	součinitel tlaku v klidu	$[-]$
K_a	součinitel aktivního tlaku	$[-]$
k_h	modul reakce podloží	$[-]$
K_p	součinitel pasivního tlaku	$[-]$
l	délka pažící konstrukce	$[m]$
M_{Ed}	návrhový ohybový moment	$[kNm/m]$
M_{max}^H	maximální ohybový moment horního nosníku	$[kNm/m]$
M_{max}^S	maximální ohybový moment spodního nosníku	$[kNm/m]$
M_{Rd}	ohybový moment únosnosti průřezu	$[kNm/m]$
M_x	krouťící moment	$[kNm]$
M_y	ohybový moment kolem osy y	$[kNm]$
M_z	ohybový moment kolem osy z	$[kNm]$
N_{Ed}	návrhová normálová síla	$[kN/m]$
N_{Rd}	normálová únosnost průřezu	$[kN/m]$
RP	rozpěrný prstenec	
$R_{\sigma=0}$	reakce v místě nulového tlaku	$[kN/m]$
SPT	standardní penetrační zkouška	
SPZ	ochranná pásma zdrojů	

SVP	spodní vodící prstenec	
t	jednotná tloušťka idealizovaného profilu	[m]
V_{Ed}	návrhová posouvající síla	[kN/m]
V_{max}^S	maximální posouvající síla spodního nosníku	[kN/m]
$V_{pl,Rd}$	plastická smyková únosnost průřezu	[kN/m]
$W_{el,min}$	pružný průřezový modul na 1 bm	[m ³ /m]
ŽB	železobeton	
α	odklon rubu konstrukce od svislice	[°]
β	sklon povrchu terénu	[°]
γ	objemová tíha zeminy v přirozeném uložení	[kN/m ³]
γ_C	součinitel spolehlivosti betonu	[-]
γ_{M0}	součinitel únosnosti průřezu	[-]
γ_S	součinitel spolehlivosti oceli	[-]
γ_{SAT}	objemová tíha saturované zeminy	[kN/m ³]
δ	úhel tření mezi zeminou a konstrukcí	[°]
ρ_{IP}	objemová hmotnost idealizovaného profilu	[kg/m ³]
σ_a	aktivní zemní tlak	[kPa]
σ_{a-p}	aktivní zemní tlak od přetížení povrchu	[kPa]
σ_{a-zem}	aktivní zemní tlak od zeminy	[kPa]
σ_{ax-p}	horizontální aktivní zemní tlak od přetížení povrchu	[kPa]
σ_{ax-zem}	horizontální aktivní zemní tlak od zeminy	[kPa]

σ_p	pasivní zemní tlak	[kPa]
σ_{p-x}	horizontální pasivní zemní tlak	[kPa]
σ_u	pórový tlak	[kPa]
$\sigma_{z,ef}^{PK}$	svislé efektivní napětí před konstrukcí	[kPa]
$\sigma_{z,ef-p}^{ZK}$	svislé efektivní napětí od přitížení za konstrukcí	[kPa]
$\sigma_{z,ef-zem}^{ZK}$	svislé efektivní napětí od zeminy za konstrukcí	[kPa]
φ_{ef}	efektivní úhel vnitřního tření	[°]
ν	Poissonův součinitel příčné deformace	[-]
ψ	součinitel redukce pasivního tlaku	[-]

1 Úvod

Kruhový tvar se používá v zakládání staveb pro založení jam o velké půdorysné ploše, dále pro založení staveb, kde je konstrukcí vyžadován tento tvar základů a v neposlední řadě také i u jiných staveb, kde to umožňují prostorové podmínky staveniště. Hlavním důvodem použití je nesporná výhoda kruhového tvaru, kdy v homogenním horninovém prostředí dochází k namáhání rozpěrných prvků pouhým prostým tlakem. Odpadá tedy problematika řešení koncentrací napětí v rozích pažení a horninového tělesa tak, jak je tomu u obdélníkových a čtvercových stavebních jam. Kruhový tvar je hojně využíván nejen u svislých geotechnických konstrukcí, ale i u horizontálních, jako jsou tunely, kolektory apod. Další specifikum kruhových stavebních jam je horizontální klenbový efekt neboli vznik prostorového zemního tlaku, který v určitých případech dosahuje několikanásobně menších tlaků na konstrukci než u klasického výpočtů uvažující liniové dílo.

Návrh a posudek pažení stavební jámy spadá do oboru speciálního zakládání staveb. Tyto konstrukce jsou realizovány zpravidla v přírodním materiálu, jehož vlastnosti nejsou předepsány. Vlastnosti je potřeba nejprve zjistit, přičemž možnosti jejich stanovení jsou značně omezené počtem a cenou průzkumných děl, laboratorních a polních zkoušek. Při procesu zakládání dochází k interakci základové půdy a pažící konstrukce, přičemž možnost predikce této interakce je značně omezena. Omezení plyne nejen z nejistoty týkající se vstupních údajů základové půdy, ale také z údajů týkajících se stávajících i nově navrhovaných staveb a z údajů o technologických vlivech. Projektant by měl vždy vycházet z geotechnického průzkumu, který byl proveden ve značeném rozsahu, dále z aktuálních platných norem a právních předpisů, z předpokládaného postupu realizace stavební jámy a také ze získaných zkušeností, které můžou výraznou mírou přispět k bezpečnému a hospodárnému návrhu.

Cílem této práce je provést návrh a posudek prvků pažení kruhové stavební jámy, která se nachází ve složitých geologických a hydrogeologických podmínkách. Výpočet pažící štětové stěny, která je podepřena ve dvou úrovních, je proveden pomocí ručního výpočtu Blumovou metodou náhradních nosníků, dále pomocí výpočtu metodou závislých zemních tlaků v programu GEO5 – Pažení posudek a pomocí metody konečných prvků na 3D matematickém modelu v softwaru Midas GTS NX. Součástí práce je také porovnání výsledků výše zmíněných výpočtů. Podpěrnými prvky pažící štětové stěny jsou dva železobetonové prstence, kterých se návrh a posudek taktéž týká. Dále jsou v práci prezentovány návrhové

vnitřní síly železobetonového tubusu čerpací stanice, který v pozdějších fázích výstavby zajišťuje vnitřní prostor konstrukce a návrhové vnitřní síly základové desky dna čerpací stanice. Posledním požadavkem vypracování práce byl posudek stability celé konstrukce vůči vztlaku.

2 Stavební jámy

Stavební jámy jsou výkopy, které umožňují spolehlivé založení stavby a výstavbu podzemních konstrukcí. Samotná problematika náleží do oboru zakládání staveb, kde je řešen návrh, stavba a kontrola stavebních jam, dále zde patří i návrh a realizace základových konstrukcí spolu s jejich sanacemi, rekonstrukcemi a metodami zlepšování základové půdy. Hloubka stavebních jam se odvíjí od potřebné hloubky založení stavby, která je závislá na dodržení nezbytné hloubky pro založení příslušné stavby, dále na klimatických podmínkách a v neposlední řadě také na dosažení únosné základové půdy. V dnešní praxi jsou realizovány různé hluboké stavební jámy prakticky pro všechny případy plošných základů, dále je možné se s jejich realizací setkat také při hlubinném zakládání. Stavební jámy lze hloubit jak v zeminách suchých, tak i částečně, nebo zcela pod hladinou podzemní vody, přičemž překážkou pro hloubení stavebních jam není ani zastavěné území, kde jsou využívány pro založení staveb ve stísněných městských podmínkách se stávající zástavbou. Kromě založení objektů bytových a občanských budov je založení pomocí stavebních jam využíváno také při realizaci objektů inženýrského a vodního stavitelství (např. mosty, hloubené tunely, hloubené stanice podzemních drah, přehrady, jezy atd.), kde je hloubení stavebních jam nezbytné z důvodu dosažení dostatečně únosné základové půdy. Pro uložení podzemních inženýrských sítí se využívají rýhy, jejichž zajištění náleží oboru prací speciálního zakládání staveb. V neposlední řadě se stavební jámy využívají při ražbě štol, kolektorů a jiných drobných podzemních staveb, kde jsou nezbytné při realizaci přístupových a těžních šachet. [8]



Obrázek č. 1 Příklad stavební jámy – Luxembourg Plaza Praha [9]

K úvodu stavebních jam také nezbytně patří orientační dělení podzemních úrovní, které znázorňuje možnost jejich stavebního využití z hlediska podzemního urbanismu.

- minimální úroveň 1 až 2 m pod povrchem terénu (podzemní vedení sítí těsně pod chodníky a ulicemi, halové podchody, vestibuly metra, výjimečně i sekundární kolektory a hloubené dopravní tunely); [8]
- mělké nadloží 2 až 5 m (podchody pro pěší stavby v úrovni suterénů obytných budov, kanalizační stoky, sekundární kolektory, krátké silniční tunely, mělce uložené podzemní dráhy – tzv. berlínský typ); [8]
- nízké nadloží 5 až 20 m (např. stavby s více podzemními podlažími pro pěší, obchodní centra, parkoviště, garáže, primární kolektory, dopravní stavby – silniční tunely, podzemní dráhy – tzv. pařížský typ); [8]
- vysoké nadloží 20 až 50 m (kabelové tunely, silniční tunely, podzemní dráhy – tzv. londýnský typ; vysoké nadloží umožňuje vzájemné mimoúrovňové křížení různých typů dopravních staveb); [8]
- velmi vysoké nadloží > 50 m (výjimečně trasy metra – dáno geologickými podmínkami či druhotným využitím pro civilní ochranu, objekty zvláštního účelu). [8]

Nutno podotknout, že v určitých případech se některé typy podzemních konstrukcí či prostor provádějí ve stavebních jámách.

2.1 Technologie výstavby

Výstavba stavební jámy je závislá na zvolené technologii provádění, kterou definuje celá řada faktorů. Nutno dodat, že důležitost faktorů není vždy stejná, ale je proměnlivá a to vždy dle řešeného konkrétního případu. Volba technologie výstavby stavební jámy vychází z účelu jejího použití, geologických a hydrogeologických podmínek v místě realizace, z charakteru jejího okolí (zástavba, komunikace, inženýrské sítě atd.) a v neposlední řadě také z charakteru vlastní výstavby. [8]

Stavební jámy jsou rozděleny do čtyř základních typů, které se v praxi často vzájemně kombinují:

- **svahované jámy:** zajištění tohoto typu stavebních jam je provedeno svahovaným výkopem po celém obvodu půdorysu jámy. Sklon svahovaného výkopu je předmětem návrhu a musí zajistit bezpečnost prostoru stavební jámy během jejího užívání.
- **Těsněné jámy:** používají se zpravidla ve složitějších geologických a hydrogeologických podmínkách, kde jsou přítomné propustné zeminy a hladina podzemní vody se nachází vysoko nad uvažovaným dnem stavební jámy. V těchto případech je nutno úplně nebo částečně zamezit vzniku přítoků vody dnem či stěnami do stavební jámy. V určitých případech není možné vetknout těsné pažící stěny do nepropustného podloží. Z tohoto důvodu je nutné v takových situacích realizovat kompletní těsnící vanu, která výrazně sníží průsaky do stavební jámy.
- **Jímkové jámy (jímky):** jedná se o stavební jámy, které jsou budované přímo ve vodě. Tento typ stavebních jam je nejčastěji využíván pro vytvoření základů vodních a mostních staveb.
- **Roubené (pažené) jámy:** po obvodě zabezpečené pažícími stěnami, které jsou doplněny podporovými konstrukcemi, které zajišťují dočasnou popřípadě i trvalou stabilitu jámy.

2.2 Pažící konstrukce stavebních jam

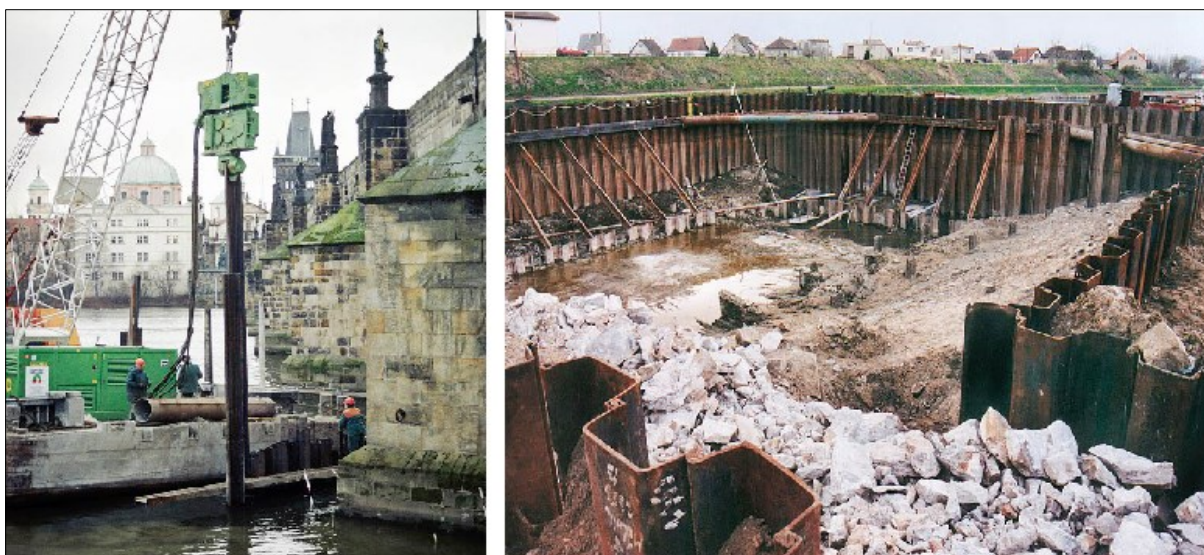
V současnosti se realizují pažící konstrukce nejmodernějšími technologiemi, přičemž jejich volba je závislá od konkrétních podmínek řešeného staveniště a také na jeho hospodárnosti. V posledních dvou dekadách se pro pažení stavebních jam používají následující prvky a metody:

- záporové pažení
- podzemní stěny
- pilotové stěny
- mikrozáporové pažení
- štětové stěny
- trysková injektáž
- hřebíkový svah

Jelikož je předmětem diplomové práce stavební jáma, která je pažená štětovou stěnou, bude dále rozebrána pouze tato metoda.

2.2.1 Štětové stěny

Jsou ocelové profily nejčastěji typu (VL603, VL604), které jsou spojovány v zámcích. Nejčastěji se tyto stěny provádí jako pažící jímky, stěny pro dočasné zajištění popřípadě u stavebních jam. Štětovnice jsou instalovány na svou pozici pomocí beranění (u hlinitých a jílovitých zemin) nebo pomocí vibroberanění (u štěrků a písků). Pro beranění se používají dieselové berany značné hmotnosti, pro vibroberanění je nutné použít výkonný vibrátor s proměnlivou frekvencí vibrování. V geologických podmínkách České republiky se obvyklé hloubky beranění pohybují v rozmezí 6 až 12 m avšak ve vhodných geologických podmínkách a při vhodně zvoleném mechanismu lze dosáhnout hloubek přes 20 m. Štětové stěny se provádějí jako dočasné nebo jako trvalé např. u protipovodňových opatření, nábrežních zdí a také lze využít jejich funkci při sanaci kontaminovaného podloží, zde je však nutné brát ohled na agresivitu prostředí. [8, 9]



Obrázek č. 2 Příklady využití štětových stěn [9]

Vlevo – beranění štětovnic (ochrana pilířů Karlova mostu v Praze),

vpravo – beraněná jámka (rekonstrukce velké plavební komory České kopisty na Labi)

Klasické ocelové jámky se budují jako vetknuté pod dno v případě, že to geotechnické podmínky umožňují. V případech, kdy je dno budoucího výkopu tvořené neberanitelnou základovou půdou (skalní podloží) nebo je beranitelné podloží v příliš velké hloubce, je nutné přistoupit k jámkám nasazeným, dvojitým, zavětrovaným a vyplněným soudržnou zeminou. Raritou je zapouštění štětovnic do rýhy podzemní stěny vyplněné pažící suspenzí. [8, 9]

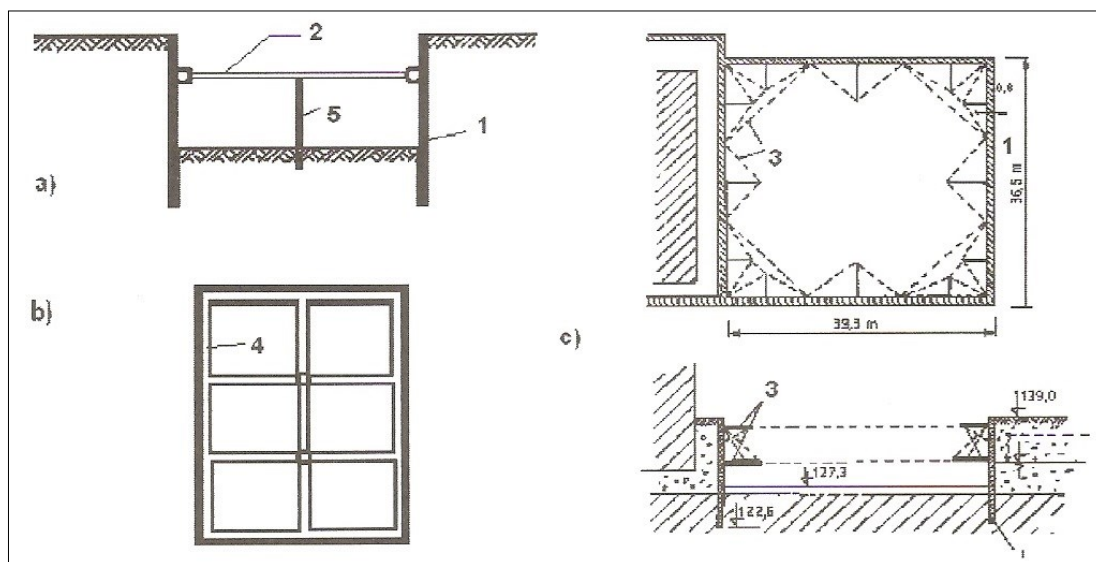
2.3 Rozpěrné konstrukce

Slouží k podepření vlastního pažení pomocí konstrukce, která je vestavěna do vnitřního prostoru stavební jámy. Jejich počet a rozmístění po výšce stěny definují statické požadavky. Z časového hlediska se pažící konstrukce rozdělují na dočasné a trvalé.

2.3.1 Dočasné rozpěrné konstrukce

Jsou realizovány v podobě dřevěných, ocelových, popř. smíšených rozpěr a rozpěrných nosníků. Tyto rozpěrné prvky přenášejí zatížení pažící konstrukce zpravidla do protilehlé pažící stěny (obrázek č. 3 – a), výjimečně do horniny uvnitř stavební jámy.

V praxi velmi často používaným systémem rozepršení jsou uzavřené rámy. Poměrně tuhá konstrukce rámu je vystavěna v jedné nebo více etážích po vnitřním obvodu stavební jámy (obrázek č. 3 – b). Materiál rámu je ve většině případů ocel (konkrétně válcované profily tvaru I nebo H) nebo železobeton. V případech, kdy je potřeba větší únosnost se rohy rámu osadí vzpěrami, popřípadě se použijí rozpěry. V homogenním horninovém prostředí je výhodné realizovat kruhovou stavební jámu, kde dochází pouze k namáhání tlakem. [8]



Obrázek č. 3 Typy rozpěrných rámu [8]

a) rozpěry, b) vnitřní stěny, c) příhradový rám

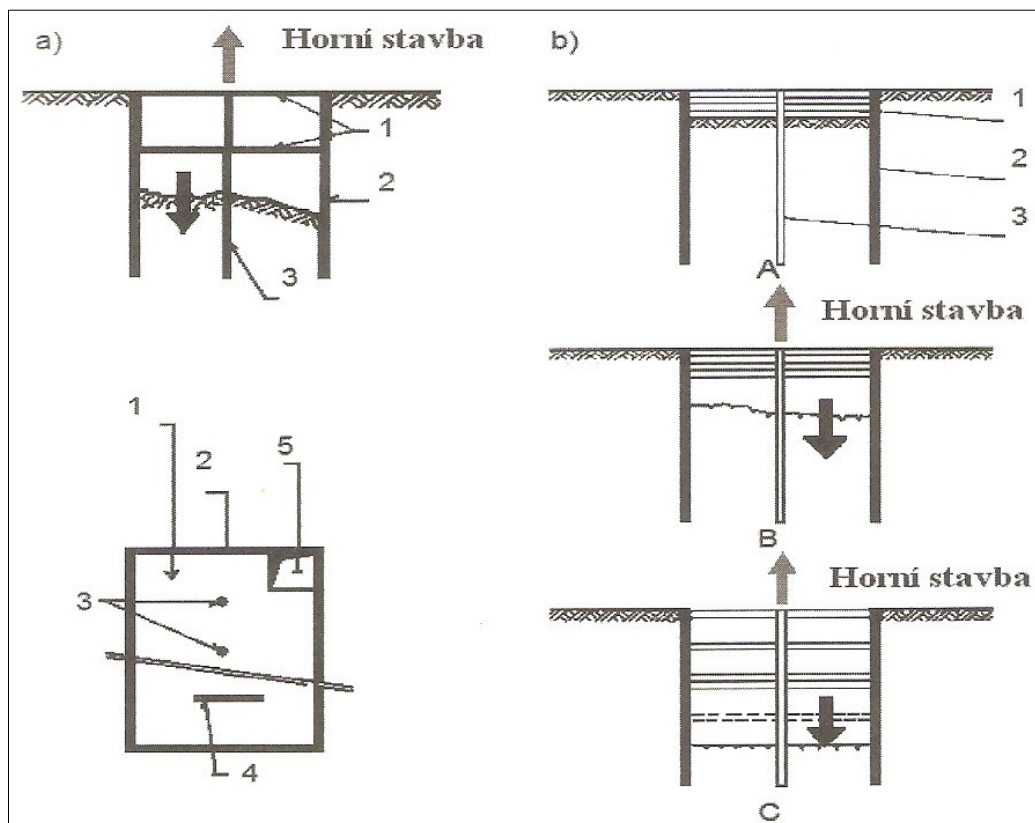
1 – podzemní stěna, 2 – rozpěra, 3 – příhradový ocelový rám, 4 – vnitřní železobetonový rám, 5 – sloupek

U neobvyklých případů se přistupuje k použití vnitřních rámu z ocelové příhradové konstrukce. Tyto konstrukce jsou náročnější z hlediska zajištění vnitřní prostorové stability a řešení konstrukčních detailů (obrázek č. 3 – c). Samotné rozpěrné konstrukce lze v pažené stavební jámě kombinovat, popřípadě lze využít možnosti kotvení. Pokud je u rozpěrných konstrukcí dosaženo dokonalé aktivace, tak lze poměrně výrazně snížit deformace pažení i deformace v okolí stavební jámy. Nevýhodou v tomto případě jsou zvýšené zemní tlaky na stěny stavební jámy. Nízká míra deformací pažení a okolí stavební jámy je v mnoha případech, kdy je nutno stavbu založit v proluce, hlavním důvodem použití této rozpěrné konstrukce jako podpor pažení.

Při návrhu rozpěrné konstrukce je nutno dbát, aby její prostorové řešení v co nejmenší míře komplikovalo postup výstavby. Její řešení musí zajišťovat dostatečný manipulační prostor pro strojní mechanismy tak, aby byly stroje schopny plnit požadované pracovní výkony a aby nedošlo k poškození konstrukce pažení stavební jámy. [8]

2.3.2 Trvalé rozpěrné konstrukce

Jsou aplikovány během výstavby do konstrukce podpovrchové stavby zpravidla v podobě definitivních stropů, které bývají železobetonové, zřídka ocelové. Mimo klasické deskové železobetonové stropy se lze setkat i s trémovými stropy popřípadě u větších rozpětí s průvlaky. V případě potřeby vnitřních podpor se přistupuje k vrtaným širokoprofilovým pilotám nebo k podzemním stěnám. [8]



Obrázek č. 4 Rozepření definitivních stropů [8]

a) postupně budované stropy, b) spouštěné stropy

A) betonáž stropních desek, B) stropy zavěšeny, těžení zeminy, C) spouštění stropů
1 – stropy, 2 – pažící stěny, 3 – střední podpora (pilota), 4 – prvek podzemní stěny,
5 – dočasný prostup

S postupujícím hloubením je vždy na dně dílčího výkopu realizována dílčí rozpěrná stropní deska. Tato technologie umožní odtěžování zeminy v prostoru stavební jámy, který je zakryt stropy. Ve stropních deskách musí být ponechány prostupy pro vertikální dopravu odtěžené zeminy a stavebních materiálů a také prostupy pro větrání (obrázek č. 4 – a). Vhodnou modifikací je metoda „spouštěných stropů“. U této metody jsou všechny stropy realizovány

najednou a poté s postupujícím hloubením jsou spouštěny na svou pozici (vyjma horní stropní desky), kde jsou zmonolitňovány s konstrukčními prvky podzemních stěn (obrázek č. 4 – b).

Výhodou obou výše zmíněných postupů je, že po zhotovení konstrukčních stěn a prvního stropu je možné realizovat současně výstavbu podzemní i nadzemní části stavby. Tato skutečnost zkracuje dobu výstavby a ve stísněných podmínkách umožňuje využít strop nad prvním podzemním podlažím jako součást zařízení staveniště. [8]

2.4 Kotevní systémy

Je velmi často využívanou metodou speciálního zakládání staveb umožňující přenos značných tahových sil z pažicí konstrukce do horninového prostředí nebo se také používá ke stabilizaci zemního či horninového masivu samostatnými předepnutými horninovými kotvami. Z toho plyne jejich časté využití nejen jako podpor u pažení stavebních jam, ale také u zajištění stability zemních svahů včetně sanace svahů sesutých, pro stabilizaci skalních stěn v zářezech a odřezech, pro stabilizaci tunelových portálů a stěn podzemních kaveren, pro zajištění stavebních konstrukcí proti vyplavení působením vztlaku, případně proti posunutí či překlopení. Základním principem je vytvoření vrtu o průměru 100 až 200 mm, do něhož se kotva vsune, upevní v kořeni a posléze předepne na požadovanou sílu. [8, 9]

Hlavní výhodou využití kotevních systémů u pažení stavebních jam je, že zůstává stavební jáma volná, nedochází tedy k problémům s prostorovým omezením jako u dočasných rozpěrných konstrukcí. U stavebních jam se lze nejčastěji setkat s horninovými kotvami, zřídka s tahovými pilotami. U obou zmíněných je základním principem přenos tahových sil z konstrukce do horninového prostředí prostřednictvím smykového namáhání, které vzniká buď v kořenu kotvy nebo na plášti pilot. [8]

3 Inženýrsko-geologický průzkum

Byl zpracován firmou Mott MacDonald, respektive její pobočkou působící ve Spojeném království, v roce 2013 pro účely výstavby nové čerpací stanice.

3.1 Cíl stavby a popis jejího okolí

Cílem stavby je vybudovat novou čerpací stanici, která má za úkol zmírnit záplavy v dané oblasti a svést přítoky ze tří plánovaných zástavbových oblastí. Samotná stanice poskytne kapacitu o objemu 4 910 m³ s navýšenou čerpací rychlostí, proti již existující stanici, která bude po dokončení nové stanice odstavena mimo provoz. [7]

Stavba se bude nacházet ve Velké Británii na západním okraji města Fleet, které leží 57 km vzdušnou čarou na jihozápad od centra Londýna. Přesné souřadnice staveniště dle BGN (British National Grid) jsou SU 479414 154097, nejbližší adresa je GU51 5JA. Samotné staveniště se nachází na pozemku ve tvaru oválného klínu. Cíp klínu se nachází na jihu a je tvořen okružní křižovatkou, z které vedou na severovýchod dvě dvouproudové silnice, přičemž tyto silnice tvoří ramena klínu. Severní hranicí klínu je potok, který teče na severozápad. Na východ od lokace staveniště se nachází škola (The Calthorpe Park School) a rezidenční čtvrť, na západ od pozemku se nachází park (Fleet Country Park/ Edenbrook Country Park) a na severozápadu se nachází pozemky pro tři plánované zástavbové oblasti. Grafické znázornění situace lze nalézt v příloze č. 01 – Situační výkres. Představu o pozemku může také poskytnout následující obrázek.



Obrázek č. 5 Pohled na staveniště z 3D mapy [10]

Z výškového hlediska se staveniště nachází v mírném údolí, které leží mezi topograficky výše postaveným jihozápadem a vrchem zvaným Hitches Hill ležícím na východě.

3.2 Data z britské geologické služby

Pro pochopení geologie oblasti byla shlédnuta geologická mapa britské geologické služby (BGS), oblast Basingstoke, list 284 v měřítku 1: 50 000 [2]. Z mapy bylo zjištěno, že svrchní vrstva je tvořena aluviálními sedimenty obsahující jíly, šterky a písky. Tato aluviální vrstva překrývá eocenní skupinu Bracklesham.

Skupina Bracklesham může být lokálně rozdělena do formace Windlesham, Bagshot a Camberley [1]. Jednotlivé formace obsahují lavicové vložky prachů a prachovitých jílu, písků a prachovitých písků, lokálně s obsahem ulit. Vrtným průzkumem byla v místě realizace zjištěna přítomnost formace Windlesham, která byla popsána jako písek, viz kapitola 3.8. [7]

Pod skupinou Bracklesham se nachází skupina Temže, která je tvořena formací Londýnských jílu překrývající formaci Harwich.

3.3 Předchozí průzkumná činnost

Pro prvotní upřesnění geologie byly nalezeny záznamy o šesti vrtech, které byly provedeny v blízkosti staveniště. Nejstarší záznam poskytla Britská geologická služba. Týká se jednoho vrtu, který byl proveden do hloubky 3,6 m v roce 1974 v blízkosti Hitches Farm (cca 400 m na sever od staveniště). Další vrt byl proveden do hloubky 15 m v roce 1986 firmou Wimpey Laboratories v místě stávající čerpací stanice, která se nachází cca 100 m východním směrem od staveniště. Poslední záznamy se týkají vrtného průzkumu o počtu 4 vrtů, které byly provedené firmou Thames Water Geotechnics v oblasti ulice Tavistock Road, kde se nachází zástavbová oblast. Ulice se nachází přibližně 200 m východním směrem od staveniště. Výše zmíněné čtyři vrty byly provedeny do hloubky v rozmezí 10,45 až 18,5 m. Výsledkem sumarizace zmíněných záznamů je následující tabulka. [7]

Vrstva	Popis	Minimální hloubka [m]	Mocnost vrstvy [m]	Poznámky
Ornice	-	0,0	0,2 - 1,0	-
Aluvium	Písčito-prachovitý organický jíl/ Prachovitý písek/ Rašelina	1,0	1,5	Nacházelo se pouze ve vrtu, který se nachází nejbližší staveništi.
Formace Windlesham	Prachovito-jílovitý písek	0,0	2,5 - 6,0	-
	Měkké přecházející v tvrdé písčito-prachovité jíly/ jílovito-písčitý prach	4,0	1,5 - 3,5	-
	Prachovito-jílovitý písek	8,4	Dno nedosaženo	-

Tabulka č. 1 Geologický profil z předchozí průzkumné činnosti [7]

3.4 Hydrogeologie

Klasifikací zdrojů podzemní vody se ve Spojeném království zabývá Environmentální agentura (Environment Agency). Zdroj podzemní vody může být klasifikován do jednoho ze tří základních typů: hlavní zvoděň (Principal Aquifer), sekundární zvoděň (Secondary Aquifer) a neproduktivní vrstva (Unproductive Strata). Zdroje jsou klasifikovány na základě dvou základních kritérií: důležitost zdroje, jako zásoby pitné vody a míře podpory zdroje, s jakou je schopný dotovat vodní toky a mokřadní ekosystémy (wetland ecosystems). U hlavní zvodně je předpokládána největší kapacita a u neproduktivní vrstvy nejmenší. [7]

Sekundární zvoděň se klasifikuje na tři typy: A, B a nezařaditelné (kde nebylo možné přiřadit typu horniny klasifikaci A či B). Kritériem klasifikace sekundární zvodně je schopnost akumulovat a dávat podzemní vodu. V místě staveniště byly aluviální sedimenty, formace Windlesham a Harwich označeny jako sekundární zvodně typu A. [7]

Oblasti, v kterých se nachází zdroje pitné vody, jsou označovány Environmentální agenturou jako ochranná pásma zdrojů (Source Protection Zones ve zkratce SPZ). Staveniště se nenachází uvnitř ochranného pásma zdrojů, ani se žádné takové pásmo nenachází ve vzdálenosti 1 km od staveniště. Proto z hlediska SPZ nebyla stavba čerpací stanice ovlivněna. [7]

Z inženýrsko-geologického hlediska bylo nutné vzít v potaz zranitelnost podzemních zdrojů. Na základě nedostatečného hodnocení zranitelnosti podzemních zdrojů v dané oblasti a přítomnosti sekundárních zvodní typu A byla podloží staveniště přiřazena nejhorší klasifikace. Z tohoto hlediska je nutno zvolit takovou technologii provádění, která eliminuje jakékoliv riziko kontaminace podzemních vod. [7]

Na základě vrtného průzkumu byla zjištěna artézská voda ve formaci Windlesham, kde se naražená hladina podzemní vody nachází v hloubce 8,11 m pod povrchem, přičemž piezometrická hladina se nachází 2,27 m nad terénem. Přítomnost artézské vody byla zjištěna také ve spodní formaci Harwich a jejím rozhraním mezi Londýnskými jíly, které bylo popsáno jako Londýnské jíly - propustná vrstva. Naražená hladina této artézské vody se nachází 23,75 m pod povrchem, přičemž piezometrická hladina se nachází 4,5 m nad povrchem. Grafické znázornění je možné shlédnout v příloze č. 03 - Řez stavební jámou. Nutno dodat, že výškové poměry těchto hladin jsou vztaženy k vrtu V1. Chemická analýza odebraných vzorků podzemní vody zjistila obsah rozpustných síranů v rozmezí 17 až 46 mg/l a pH vody v rozmezí 6,34 - 7,33. [7] Z hlediska výběru betonu pro konstrukce, které budou ve styku s podzemní vodou, je nutné dodržet ČSN EN 206 [5]. Malá koncentrace rozpustných síranů v podzemní vodě nemá vliv na volbu stupně vlivu prostředí, avšak nižší mez zjištěného pH už určuje stupeň vlivu prostředí XA1.

3.5 Hydrologie

Z hydrologického hlediska je nutné zmínit drenážní příkop, který se táhne podél celé jižní hranice staveniště, pokračuje podél západní hranice a ústí do potoku v severní části. Samotný potok teče severozápadním směrem a je přítokem řeky Hart. Grafické znázornění drenážního příkopu a potoku je patrné z přílohy č. 01 - Situační výkres. Staveniště se nachází v oblasti, které je definováno jako extrémní záplavová oblast, což je způsobeno blízkostí řeky Hart. [7]

3.6 Geotechnická a kontaminační rizika

Z hlediska geotechnických rizik musí být zohledněn monitoring podzemních vod, kde byla zjištěna přítomnost artézských vod ve formacích Windlesham a Harwich. Kromě jiného se tyto artézské podmínky negativně projeví ve formě vztlakových sil na dno výkopu během jednotlivých fází výstavby a posléze i na betonovou základovou desku. Konkrétně bude nutné z tohoto hlediska počítat s návrhovým stavem, který posoudí odolnost prázdné hotové konstrukce vůči vztlaku. Dále je také potřeba pro návrh vhodného řešení zohlednit přítomnost drenážního příkopu a přítomnost potoku.

V místě staveniště ani v jeho blízkosti nebylo zjištěno předchozí průmyslové využití a z toho plynoucí kontaminační rizika. Avšak je nezbytné brát v potaz, že není známá skladba navážky, která je v místě staveniště přítomná, tudíž nelze určit, zdali je tato navážka potencionální zdroj kontaminace. V místě staveniště jsou přítomny tři sekundární zvodně typu A. Z toho vyplývá, že je nutno předejít jakékoliv možnosti, která by způsobila kontaminaci těchto zvodní, ať už z navážky v místě staveniště nebo z technologie provádění stavby.

3.7 Vrtný průzkum a symetrické odporové profilování

V rámci vrtného průzkumu byly provedeny čtyři vrty s názvem V1 až V4, jejichž rozmístění vůči stavbě je patrné z přílohy č. 02 - Půdorys stavební jámy. Záznamy geologických profilů jednotlivých vrtů je možné shlédnout v příloze č. 03 - Řez stavební jámou. Všechny vrty byly provedeny pomocí lanového nárazového vrtání. Průměry vrtů měly u povrchu 300 mm a s rostoucí hloubkou se zužovaly. Během provádění vrtu byly dokumentovány naražené hladiny podzemní vody. [7]

V1 – průzkumný a monitorovací vrt. Byl proveden do hloubky 34,92 m spolu se standardní penetrační zkouškou (dále jen SPT). Ve vrtu byla instalována dvě piezometrická zařízení (o průměru 19 mm), která budou sloužit k monitorování pórových tlaků před realizací stavby. Jeden piezometr monitoroval pórové tlaky ve formaci Windlesham a druhý ve formaci Harwich. V předem stanovených intervalech byly odebírány neporušené vzorky zeminy o průměru 100 mm. Během realizace stavby bude piezometr ve formaci Windlesham odebrán. Piezometr ve formaci Harwich bude ponechán.

V2 – průzkumný vrt. Byl proveden do hloubky 38,5 m spolu s SPT pro upřesnění geologického profilu (výsledek zkoušky pro tento vrt je možné vidět v příloze č. 03 – Řez stavební jámou).

V3, V4 - průzkumné vrty o hloubce 40 m, byly provedeny pro upřesnění geologického profilu v místě staveniště.

Symetrické odporové profilování bylo provedeno metodou dle Wennera s konstantní vzdáleností elektrod, která byla 1 m, 2 m, 3 m a 4 m. Test byl proveden ve dvou rovnoběžných přímkách ze severu na jih skrz staveniště a následně ve dvou rovnoběžných přímkách z východu na západ. Hodnoty odporu prostředí se pohybovaly v rozmezí 18 - 60 Ω m. Nižší mez rozmezí dává prostředí IV. stupeň agresivity, který je definován jako agresivita velmi vysoká. [11] Z hlediska betonových konstrukcí je tato agresivita klasifikována jako XA3 neboli vysoce chemicky agresivní prostředí. [5]

3.8 Geologický profil

Vrtným průzkumem byla v místě staveniště zjištěna geologická skladba, která odpovídá informacím z geologických dat a z předchozí průzkumné činnosti v blízkosti staveniště. Předchozí vrtné průzkumy nedosahovaly dostatečných hloubek, tudíž nemohly prokázat přítomnost a mocnost formace Londýnských jílu a formace Harwich, popř. případné hydrogeologické poměry vztahující se k těmto formacím. Z dat získaných vrtným průzkumem byl zpracován geologický profil v místě staveniště, který je prezentován v následující tabulce.

Vrstva	Popis	Hloubka [m]	Mocnost vrstvy [m]
Navážka (Madeground)	Vrstva 1 - Ornice překrývá drobný hnědý štěrkovitý PRACH a PÍSEK. Sféricita zrn štěrku je v rozsahu od ostrohranných až dobře zaoblených zrn. Štěrk má nízký obsah betonových a cihlových valounů. Výskyt do hloubky: 0,6 - 1,2 m	0	0,4 - 1,5
	Vrstva 2 - Zbývající část vrstvy aluvia tvoří skvrnitý hnědý, šedý, oranžový, lokálně organický, s příměsí štěrku až štěrkovitý PRACH a PÍSEK, s obsahem ztrouchnivělých kořenů. Sféricita zrn štěrku je v rozsahu od ostrohranných až dobře zaoblených zrn.		
	SPT N (Ø): nebylo pro navážku měřeno		
Aluvium	Tuhý až pevný skvrnitý tmavě šedozelený, hnědý, oranžový s černými tečkami, bílý štěrkovitý PRACH A PRACHOVITÝ PÍSEK. Sféricita zrn štěrku je v rozsahu od ostrohranných až dobře zaoblených zrn. Štěrk může obsahovat ztrouchnivělé zbytky kořenů. Vrstva s rostoucí hloubkou přechází v pevný šedý s hnědými skvrnami, červeno hnědý PRACH a PRACHOVITÝ PÍSEK s občasným obsahem ztrouchnivělých kořenů. Celkově pro vrstvu hodnoty SPT N (Ø): 9 - 11 (-)	0,4 - 1,5	0,5 - 1,9
Formace Windlesham (Windlesham Formation)	Vrstva 1 - Tuhý až pevný šedozelený písčitý PRACH nebo JÍL. Při horním a spodním rozhraní vrstvy v pásu cca 1,3 m byla zemina s příměsí štěrku a písku. Výskyt do hloubky: 6,2 - 8,9 m SPT N (Ø): 9 - 32 (22)	1,9 - 2,6	18,7 - 20,4
	Vrstva 2 - zbývající část formace Windlesham tvoří velmi uhlý tmavě zelenošedý s černými tečkami, glaukonitický jílovito-prachovitý PÍSEK, místy s obsahem fragmentů ulit. SPT N (Ø): 31 - 140 (79)		

Vrstva	Popis	Hloubka [m]	Mocnost vrstvy [m]
Formace Londýnský jílu (London Clay Formation)	Vrstva 1 - Tuhý až pevný popraskaný šedohnědý písčité JÍL, místy s čočkami lokálně glaukonitického prachu a jemnozrnného písku. Výskyt do hloubky: 24,1 m	20,7 - 22,7	8,3 - 9,6
	Vrstva 2 - Velmi pevný šedý písčité JÍL místy s čočkami lokálně glaukonitického prachu a jemnozrnného písku. Výskyt do hloubky: 26,2 m		
	Vrstva 3 - Zbývající část formace Londýnských jílu tvoří velmi pevný šedý JÍL a JÍLOVITÝ PRACH místy s čočkami lokálně glaukonitického prachu a jemnozrnného písku.		
	Celkově pro formaci Londýnských jílu byly změřeny následující hodnoty SPT N (Ø): 30 -51 (41)		
Formace Harwich (Harwich formation)	Velmi ulehlý šedě pruhovaný zelenočerný glaukonitický PRACHOVITÝ PÍSEK. Pro tuto vrstvu byly zaznamenány pouze tři hodnoty SPT N, a to 14, 68 a 88	29,5 - 31,0	Dno nedosaženo

Tabulka č. 2 Geologický profil [7]

Součástí vrtného průzkumu jsou vrtné profily, které lze shlédnout v příloze č. 03 - Řez stavební jámou. V příloze je také graficky znázorněno přiřazení vrstev vrtného profilu jednotlivým geologickým vrstvám. Toto přiřazení je také možné shlédnout v následující tabulce.

Vrstva	Výšková úroveň vrstvy [m]			
	V1	V2	V3	V4
Navážka	64,75	64,30	66,06	64,60
Aluvium	64,05	62,80	64,56	64,18
Formace Windlesham - vrstva 1	62,14	62,30	63,76	63,00
Formace Windlesham - vrstva 2	56,64	58,30	55,56	55,60
Formace Londýnských jílu	43,34	43,57	43,36	43,10
Formace Harwich	33,74	34,81	35,06	33,60

Tabulka č. 3 Přiřazení geologickým vrstvám [7]

3.9 Přehled geotechnických parametrů

Na základě laboratorního testování byly zjištěny geotechnické parametry jednotlivých vrstev, které jsou prezentovány v následující tabulce. Navážka nebyla laboratorně testována a to ze dvou důvodů. Prvním důvodem je její relativně malá mocnost. Druhým důvodem je skutečnost, že navážka bude během realizace stavební jámy odtěžena v celém půdorysu stavební jámy a následně bude exportována mimo staveniště.

Zemina		γ [kN/m ³]	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	E [MPa]	ν [-]	Permeabilita [m/s]
Aluvium		18	0,00	28	20	0,49	1,00E-03
Formace Windlesham	Vrstva 1	20	0,00	28	20	0,20	5,00E-06
	Vrstva 2	20	0,00	38	120	0,20	1,00E-05
Formace Londýnských jílu		20	2,00	24	30	0,42	1,00E-08
Formace Harwich		20	0,00	41	80	0,20	1,00E-04

Tabulka č. 4 Geotechnické parametry [7]

4 Řešení zabezpečení kruhové stavební jámy

Řešení muselo zohlednit požadavky kladené inženýrskogeologickým průzkumem (artézské vody, ochrana před kontaminací atd., viz kap 3), dále muselo splňovat kritéria na únosnost a použitelnost všech konstrukčních částí. Základním principem navrženého technologického postupu je konstrukce železobetonového tubusu čerpací stanice v 8,5 m hluboké stavební jámě, která bude zapažena těsnou stěnou z ocelových štětovnicových profilů. Tyto profily jsou vetknuty do nepropustného podloží a jsou rozeprýeny ve dvou úrovních dvěma železobetonovými prstenci, které posléze slouží jako vodící prstence. Po vyhotovení ŽB tubusu uvnitř stavební jámy dojde k jeho postupnému podhrabávání. Tímto procesem bude tubus postupně spouštěn do své konečné pozice. Poté se vybuduje dno čerpací stanice. Dalšími kroky jsou: vybudování vnitřní šachy, položení stropních prefabrikovaných ŽB desek, jejich následné zmonolitnění se zbylou částí konstrukce a úprava terénu na požadovanou výšku. V následující kapitole je technologický postup podrobně rozepsán.

4.1 Technologický postup výstavby

- 1. Fáze výstavby** - Úprava terénu na výškovou úroveň 64,5 m v kruhu o průměru 33,5 m, případné stěny výkopu vzniklé úpravou budou zabezpečeny svahováním ve sklonu 30°. Výkop rýhy o hloubce 0,5 m a šířce 1,5 m po celém obvodu kruhu pro instalaci štětovnic. Štětovnice budou před vibrováním předvrtány šnekovým vrtákem do hloubky 18 m. Zavibrování 132 kusů ocelových štětovnic typu AU14 o délce 22 m na výškovou úroveň 42 m. Tato hloubka zavibrování zajistí 1 m hluboké vetknutí štětovnic do nepropustné vrstvy Londýnských jílu. Vetknutí má zabránit vzniku proudění podzemní vody pod patou konstrukce. Po zavibrování všech štětovnic se odvodní stavební jáma na výškovou úroveň 55 m. K sledování hladiny podzemní vody bude použit vrt V1, který byl proveden v rámci IGP.
- 2. Fáze výstavby** - osazení okraje stavební jámy zábradlím o výšce 1,2 m spolu se zapažením 0,5 m volného prostoru mezi horní hranou štětovnice a výškovou úrovní 64,5 m. Výkop na výškovou úroveň 61,6 m. Zhotovení první části vrchního vodícího prstence, který bude sloužit jako prstencová rozpěra štětovnicového pažení při výkopu na nižší výškovou úroveň. Prstencová rozpěra bude mít v průřezu tvar čtverce o straně 1 m a bude zhotovena z betonu C35/45 a vyztužena betonářskou ocelí B420B.

Spolupůsobení prstencové rozpěry a štětovnicového pažení bude zajištěno spřahovacími trny.

3. **Fáze výstavby** - výkop v celém půdorysu stavební jámy na výškovou úroveň 58,93 m. Ve středu se ponechá kruh o poloměru 4,5 m. Od okraje kruhu se provede svažující se výkop ve sklonu 1:2 směrem k pažící konstrukci až na výškovou úroveň 56,00 m. Mezi pažící konstrukcí a svažovaným výkopem zůstane prstenec o šíři 5 m. Posléze se vybuduje ŽB podstavec, který bude zajišťovat stabilitu ŽB tubusu při jeho budování. Následně se provede první část tubusu s výškou 3 m, který bude opatřen řeznou hranou. Řezná hrana je nezbytná pro proces podhrabávání ŽB tubusu čerpací stanice.
4. **Fáze výstavby** - provedení zásypu mezi ŽB tubusem a pažící konstrukcí o výšce 1 m. Poté se zhotoví druhý vodící prstenec, přičemž mezi ŽB tubusem a vodícím prstencem musí být zajištěna vzdálenost 50 mm. Na zhotovený vodící límec se provede zásyp o výšce 0,9 m.
5. **Fáze výstavby** - realizace druhé části tubusu o výšce 5,9 m. Následně se provede zásyp až do úrovně spodní hrany vrchního vodícího prstence. Posledním krokem této fáze je výkop na výškovou úroveň 57 m.
6. **Fáze výstavby** - dokončení druhé části vrchního vodícího prstence. (první část byla realizována ve fázi výstavby 2).
7. **Fáze výstavby** - realizace třetí (poslední) části tubusu o výšce 5,9 m. Souběžně s realizací třetí části tubusu se započne odvodňování druhé vrstvy formace Windlesham, až na výškovou úroveň 43 m - horní hranice formace nepropustných Londýnských jílu.
8. **Fáze výstavby** - Odbourání ŽB podstavce. Následuje proces podhrabávání ŽB tubusu, který spočívá v postupném odtěžování zeminy a monitorovaném rovnoměrném klesání tubusu. Tento proces končí ve chvíli, kdy je horní hrana ŽB tubusu zároveň s horní hranou vrchního vodícího prstence.
9. **Fáze výstavby** - v celém půdorysu stavební jámy se odtěží 100 mm vrstva zeminy, která bude nahrazena drenážní vrstvou o stejné tloušťce. Drenážní vrstva se bude skládat: geotextílie - štěrk - geotextílie. Následně se bude realizovat zátka dna stavební jámy z prostého betonu. Posledním krokem této fáze bude realizace dna čerpací stanice.

10. Fáze výstavby – následující fáze výstavby nejsou předmětem řešení diplomové práce, z tohoto důvodu jsou prezentovány v jedné fázi výstavby a rozepsány v bodech viz níže.

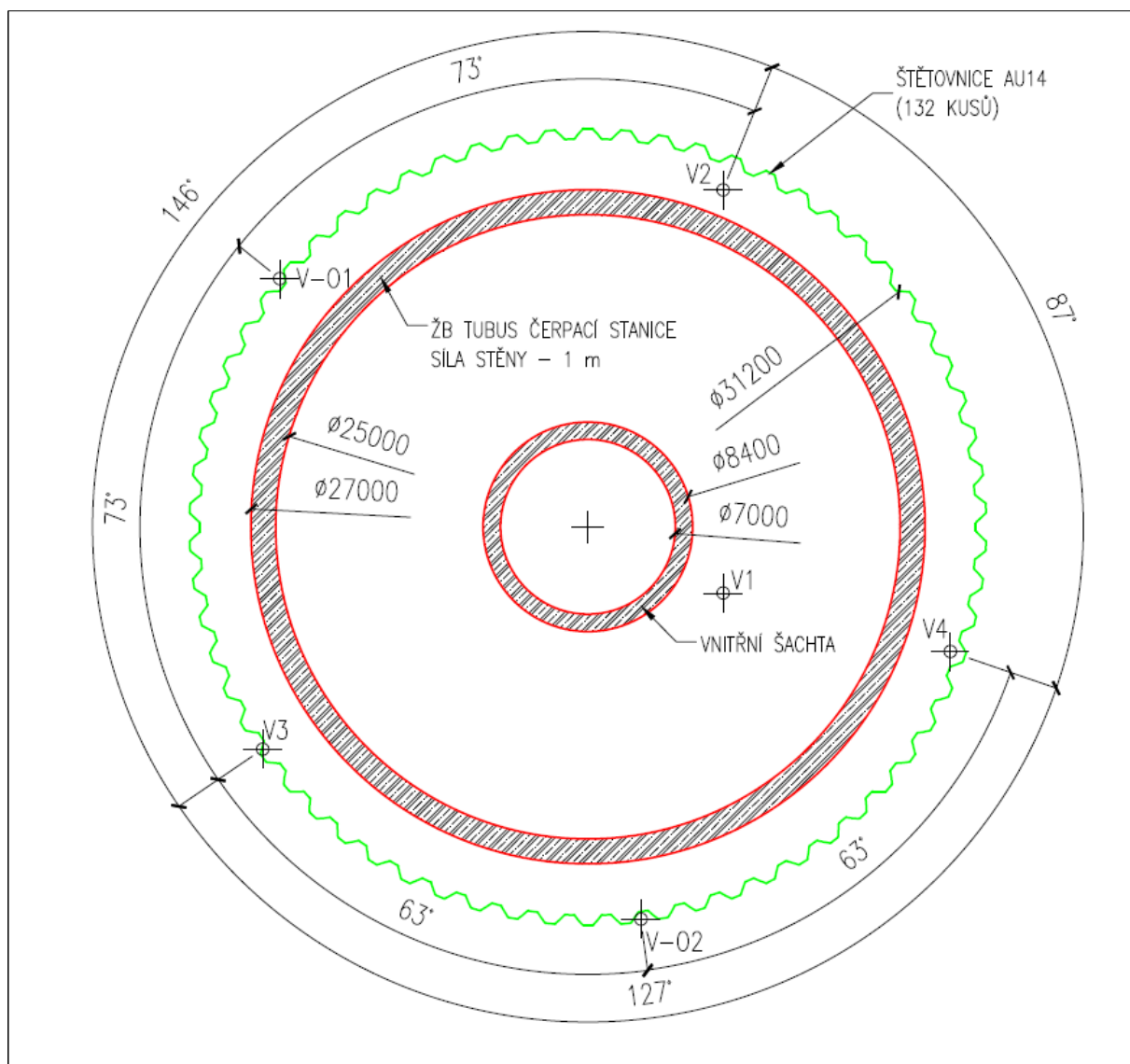
- A) vybudování vnitřní šachty
- B) položení stropních prefabrikovaných ŽB desek.
- C) zmonolitnění horní části konstrukce
- D) zásyp do úrovně upraveného terénu

4.2 Interpretace geologie a geotechnických parametrů pro ruční výpočet a výpočet v programu GEO5 2017 - Pažení posudek

Na přiřazení geologickým vrstvám v tabulce č. 3 byly aplikovány následující úpravy. Navážka nebude ve výpočtech zohledněna jako samostatná vrstva, ale bude přiřazena Aluviu. Prvním důvodem této úpravy je její relativně malá mocnost vzhledem k rozměrům navrhovaného díla. Druhým důvodem je, že prvotním krokem realizace stavební jámy bude úprava terénu na úroveň 64,5 m n.m. v celém jejím půdorysu. Pod tuto výškovou úroveň se navážka vyskytuje v řádech desítek cm, výjimkou je pouze vrt V2, kde je to 1,7 m.

Drobnou úpravou prošlo horní rozhraní formace Londýnských jíílů, které bylo stanoveno pro všechny vrty na 43 m n.m. Avšak významnou úpravou této formace bylo její rozdělení na dvě vrstvy, vrchní vrstva bude označena jako nepropustná a spodní vrstva jako málo propustná. Toto rozdělení je patrné z přílohy č. 03 - Řez stavební jámou, kde je možné vidět, že v rozmezí 41 až 43 m n.m. se nachází kompaktní vrstva Londýnských jíílů, která bude považována za nepropustnou (hydrogeologický izolátor) vzhledem k vrstvám okolním. Pod úrovní 41 m n.m. je již patrné, že dochází k častějšímu výskytu čoček (viz tabulka č. 2), které mají na propustnost negativní vliv, proto je této vrstvě v tabulce č. 6 zhoršen parametr propustnosti.

Ruční výpočet i výpočet v programu GEO5 2017 - Pažení posudek je proveden pro návrhové situace vrtů V2, V3, V4, V-O1 a V-O2. Návrhová situace vrtu V1 není ve výpočtech pažící konstrukce uvažována, protože se nachází již ve značné vzdálenosti od navrhované osy pažící konstrukce. Jak je patrné z obrázku č. 6 na následující straně, rozestupy mezi vrty V2 až V4 proti směru hodinových ručiček dosahovaly v úhlových hodnotách 146° a 127°. Z tohoto důvodu byly dopočítány dva odvozené vrty (vrt V-O1 a vrt V-O2), čímž byly rozestupy mezi jednotlivými vrty značně sníženy.



Obrázek č. 6 Schéma půdorysu stavební jámy

Prvním krokem výpočtu odvozených vrtů je volba jejich půdorysné polohy respektive souřadnic x a y viz následující tabulka. Vrty byly voleny tak, aby se úhlové rozestup mezi vrty snížily na polovinu a přitom se nacházely na ose štětové stěny, což je možné shlédnout na obrázku č. 6. Počátek souřadnicové soustavy se pro výše zmíněný účel nacházel ve středu stavební jámy.

Souřadnice	Vrt					
	V1	V2	V3	V4	V-O1	V-O2
x	5,411	5,408	-13,031	14,508	-12,344	2,117
Y	-2,647	13,496	-8,899	-4,991	9,942	-15,708

Tabulka č. 4 X, Y souřadnice vrtů

Z-ové souřadnice jednotlivých vrstev u odvozených vrtů byly dopočítány z rovnic rovin, které byly sestrojeny na základě znalosti geometrických údajů tří nejbližších vrtů. Tzn., z-ové souřadnice jednotlivých vrstev pro vrt V-O1 byly získány z rovin vrstev vrtů V1-V2-V3. Pro vrt V-O2 to byly roviny vrstev z V1-V3-V4. Celkem pro dva odvozené vrty bylo nutné sestrojit 12 rovnic rovin a z nich následně odvodit 12 z-ových souřadnic. Pro tento opakující se výpočet bylo napsáno makro v programovacím jazyce Visual Basic, které je možné shlédnout v příloze č. 06.

V následující tabulce je možné shlédnout upravenou geologii a dopočítané odvozené vrty v podobě, které byly použity ve výpočtech

Geologická vrstva	Horní hranice vrstev ve vrtu [m n. m.]					
	Vrty z IGP				Odvozené vrty	
	1	2	3	4	V-O1	V-O2
Aluvium	64,75	64,30	66,06	64,60	65,49	66,08
Formace Windlesham - vrstva 1	62,14	62,30	63,76	63,00	63,88	66,08
Formace Windlesham - vrstva 2	56,64	58,30	55,56	55,60	57,51	52,99
Formace Londýnských jílu - nepropustná	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00
Formace Londýnských jílu - málo propustná	41,00	41,00	41,00	41,00	41,00	41,00
Formace Harwich	33,74	34,81	35,06	33,60	36,25	35,10

Tabulka č. 5 Upravená geometrie vrtů pro výpočet

V tabulce č. 6 jsou uvedeny geotechnické parametry jednotlivých geologických vrstev. Objemová tíha saturované zeminy byla dopočtena pomocí následujícího vzorce.

$$\gamma_{SAT} = \gamma + 2 \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (4.01)$$

Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	E [MPa]	ν [-]	δ [°]	Permeabilita [m/s]
Aluvium	18	20	0,00	28	20,00	0,49	9	1,00E-03
Formace Windlesham - vrstva 1	20	22	0,00	28	20,00	0,20	9	5,00E-06
Formace Windlesham - vrstva 2	20	22	0,00	38	120,00	0,20	12	1,00E-05
Formace Londýnských jílu - nepropustná	20	22	2,00	24	30,00	0,42	8	1,00E-08
Formace Londýnských jílu - málo propustná	20	22	2,00	24	30,00	0,42	8	1,00E-06
Formace Harwich	20	22	0,00	41	80,00	0,20	13	1,00E-04

Tabulka č. 6 Výpočtové geotechnické parametry

Třetí úhel mezi konstrukcí a zeminou byl volen jako jedna třetina efektivního úhlu vnitřního tření zeminy.

4.3 Výpočet pažící konstrukce v programu GEO5 2017 - Pažení posudek

Vstupními údaji pro výpočty pažící konstrukce byly geometrické a geologické údaje o vrtech V2, V3, V4, V-O1, V-O2 z tabulky č. 5. Dalšími vstupními údaji byly geotechnické parametry z tabulky č. 6. Po zadání vstupních údajů vznikne 5 návrhových situací, na které je pažící konstrukce navržena a posouzena. Na základě zvoleného technologického postupu výstavby viz kapitola 4.1 (popř. příloha č. 04 – Technologický postup výstavby) bylo rozhodnuto, že bude dovolena maximální deformace 100 mm v místě, kde bude realizována prstencová rozpěra neboli první část horního vodícího prstence. Větší deformace by byla na úkor geometrického zmenšení prvního vodícího prstence, což je nad mez 100 mm nepřijatelné. Tzn., oproti světlé vzdálenosti mezi štětovnicovou stěnou a ŽB tubusem čerpací stanice, která má ve výkresu hodnotu 2050 mm, může dojít ke zmenšení této vzdálenosti až na hodnotu 1950 mm. Nutno podotknout, že ze vzdálenosti 1950 mm je 50 mm alokováno na mezeru mezi hranou prvního vodícího prstence a stěnou ŽB tubusu. Další alokace 1000 mm připadá na konstrukci rozpěrného prstence, který je první částí prvního vodícího prstence. Tzn., že zbylá hodnota připadá na konstrukci druhé části vodícího prstence, jehož šířka je variabilní na základě skutečné deformace, která vznikne při samotné realizaci čerpací stanice. Z tohoto kritéria vyplývá, že pro návrh ocelové štětovnice byl kritický mezní stav použitelnosti, přičemž tento návrh byl následně ověřen mezním stavem únosnosti.

Výpočet byl nastaven ve výpočetním programu dle následujících kritérií:

- počet dělení stěn na konečné prvky: 45 (1 konečný prvek = 0,5 m stěny)
- minimální dimenzační tlak: 0,2 kPa
- Aktivní tlak: Coulomb [3]
- Pasivní tlak: Caquot-Kerisel [3]
- Výpočet klidového tlaku:
 - Aluvium: dle Jákyho
 - Formace Windlesham - vrstva 1: dle Jákyho
 - Formace Windlesham - vrstva 2: dle Jákyho
 - Formace Londýnských jílu - nepropustná: dle Terzaghiho

- Formace Londýnských jílu - málo propustná: dle Terzaghiho
- Výpočet modulu reakce podloží: dle Schmitta

$$k_h = 2,1 \left(\frac{\sqrt[3]{E_{oed}^4}}{\sqrt{EI_y}} \right) \quad (4.02)$$

- Návrhový přístup:
 - Mezní stav použitelnosti: pro zatížení pažící konstrukce byly uvažovány charakteristické hodnoty, pro materiál byly použity součinitele redukce materiálu, které jsou uvedené v následující tabulce

Součinitel redukce úhlu vnitřního tření	1,25
Součinitel redukce efektivní soudržnosti	1,25
Součinitel redukce neodvodněné smykové pevnosti	1,40
Součinitel redukce Poissonova čísla	1,00

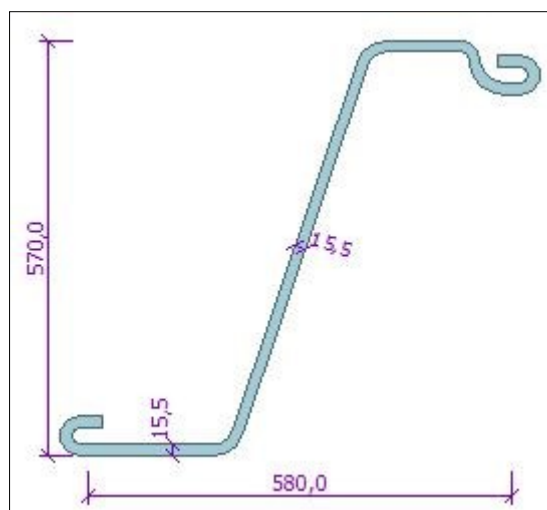
Tabulka č. 7 Redukční součinitele materiálu

- Mezní stav únosnosti: pro výpočet byl zvolen návrhový přístup 2, který aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu (únosnost). Tento návrhový přístup je pro pažící konstrukci nejkritičtější.

Po zadání vstupních dat a nastavení výpočtu bylo nutné ve výpočetním softwaru definovat výpočtové fáze pažící konstrukce, které jsou dané technologickým postupem. Je potřeba zmínit, že výpočtové fáze pažící konstrukce neodpovídají fázím výstavby z technologického postupu výstavby. Je to z důvodu, že v určitých fázích výstavby technologického postupu jsou zhotoveny dva úkony (např. 2. fáze výstavby - první úkonem je výkop a druhým je realizace rozpěrného prstence), které musí být výpočetně v softwaru odděleny. Výpočtové fáze je možné detailněji shlédnout v příloze č. 05 – Výpočtová fáze GEO5).

Po prvotním posouzení štětovnice VL604 na všech vrtech bylo zjištěno, že nejhůře z hlediska MSP vychází návrhová situace vrtu V-O2 a nejhůře z hlediska MSÚ vychází V-01. Je nutné podotknout, že toto zjištění nebylo pravidlem pro všechny štětovnice. Bylo pouze nástrojem prvotního návrhu a srovnání jednotlivých typů štětovnic, které je možné shlédnout v příloze č. 07 - Porovnání MSP a MSÚ pro jednotlivé štětovnice. Návrh uvažoval s ocelí S355 o charakteristické mezi kluzu 355 MPa.

Na základě výsledků výše zmíněného prvotního návrhu byla navržena štětovnice typu MMZ48-1 viz obrázek č. 10.



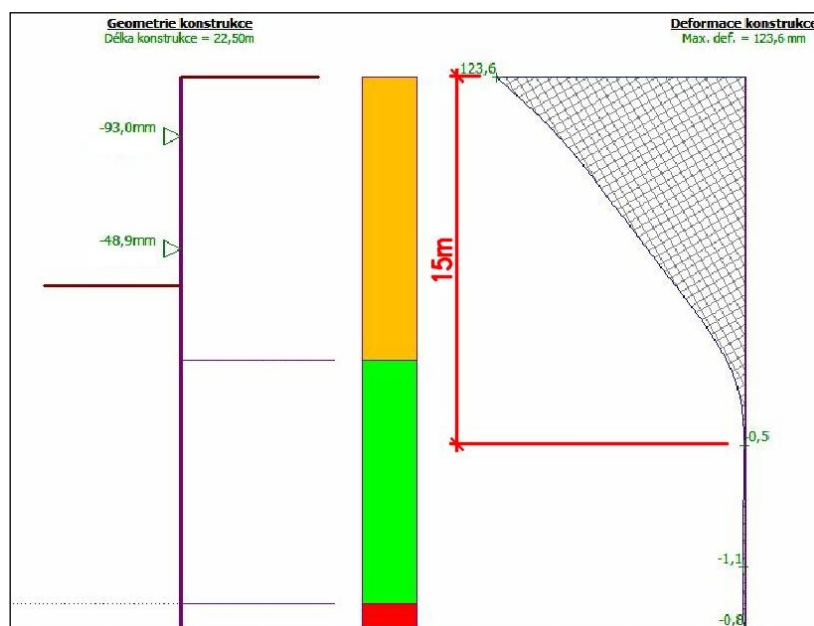
Obrázek č. 7 Průřez ocelové štětovnice MMZ48-1 [6]

V následující tabulce je prezentováno posouzení štětovnice MMZ48-1 z hlediska MSP a MSÚ pro všechny návrhové situace.

Vrt		V2	V3	V4	V-O1	V-O2
Deformace [mm]	Maximální deformace horní úrovně	89,60	141,70	112,00	110,70	152,00
	Konečná deformace horní úrovně	53,7	106,3	83,6	71,1	123,6
	První podpora	49,10	85,20	65,70	62,90	93,00
	Druhá podpora	49,50	57,90	44,60	57,10	48,90
Reakce [kN/m]	První podpora	682,41	663,17	560,19	721,27	591,58
	Druhá podpora	22,11	4,88	3,58	39,62	41,25
Vnitřní síly	Maximální ohybový moment [kNm/m]	1522,83	1223,68	1068,85	1516,41	1272,55
	Maximální posouvající síla [kN/m]	536,37	468,07	487,54	574,49	389,03
Dimenzování průřezu [%]	Ohyb a tlak	89,20	71,70	62,60	88,80	74,50
	Smyk	21,90	19,10	19,90	23,50	15,90

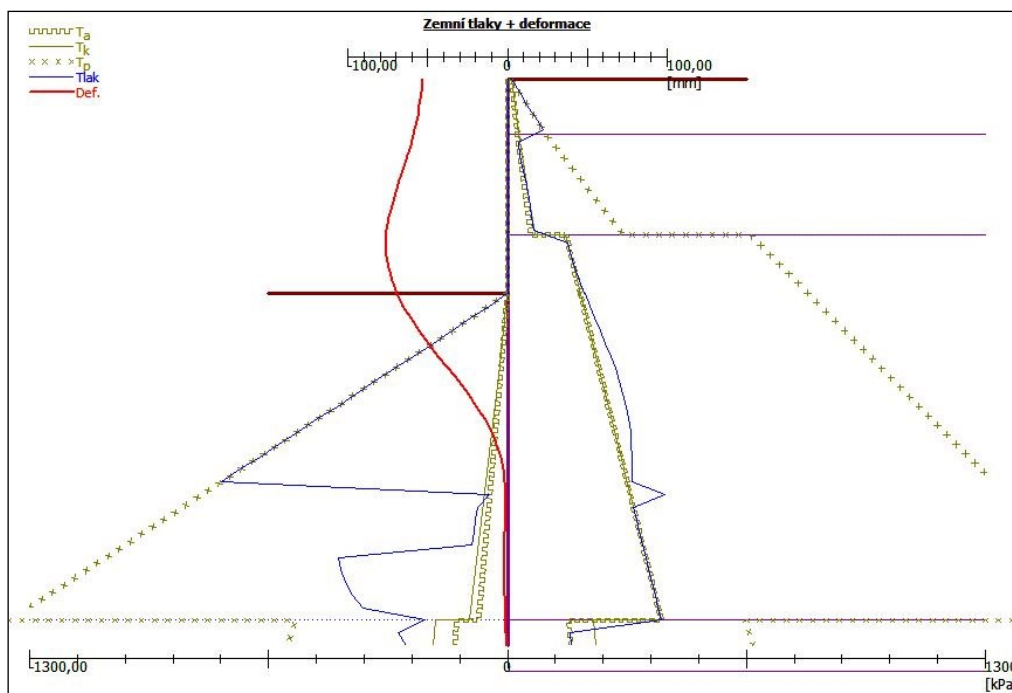
Tabulka č. 8 Posouzení MMZ48-1 z hlediska MSP a MSÚ pro všechno návrhové situace

Na obrázku č. 8 je prezentován výsledný průběh deformace ocelové štětovnice MMZ48-1 na návrhové situaci V-O2. Bylo zjištěno, že konstrukce se deformuje do hloubky 15 m.



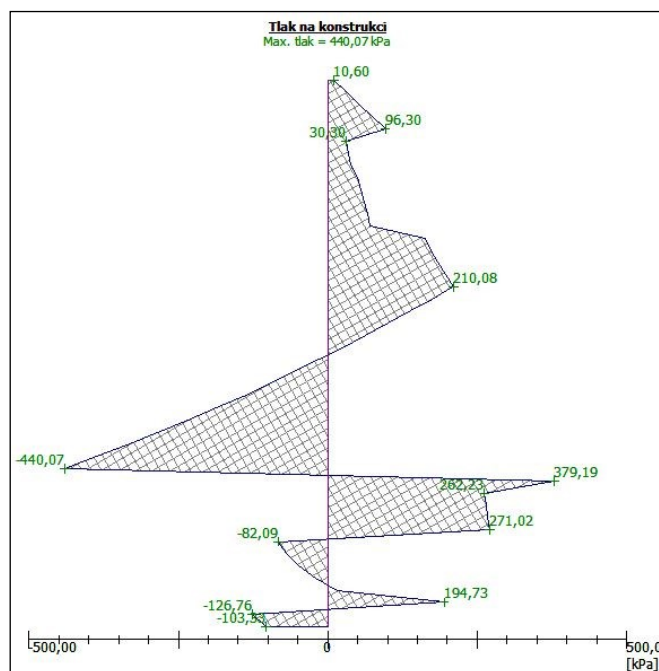
Obrázek č. 8 Deformace ocelové štětovnice MMZ48-1 v mm v návrhové situaci V-O2

Na obrázku č. 9 jsou graficky znázorněny průběhy zemních tlaků - aktivní tlak, pasivní tlak, tlak v klidu pro návrhovou situaci V2 – MSÚ.



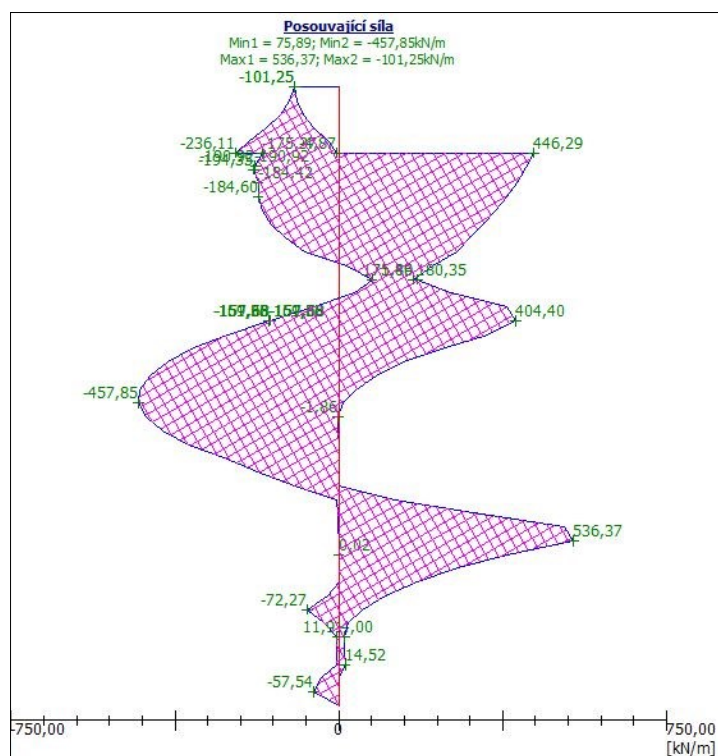
Obrázek č. 9 Průběh zemních tlaků pro V2 - MSÚ

Výsledný tlak na konstrukci je znázorněný na obrázku níže.

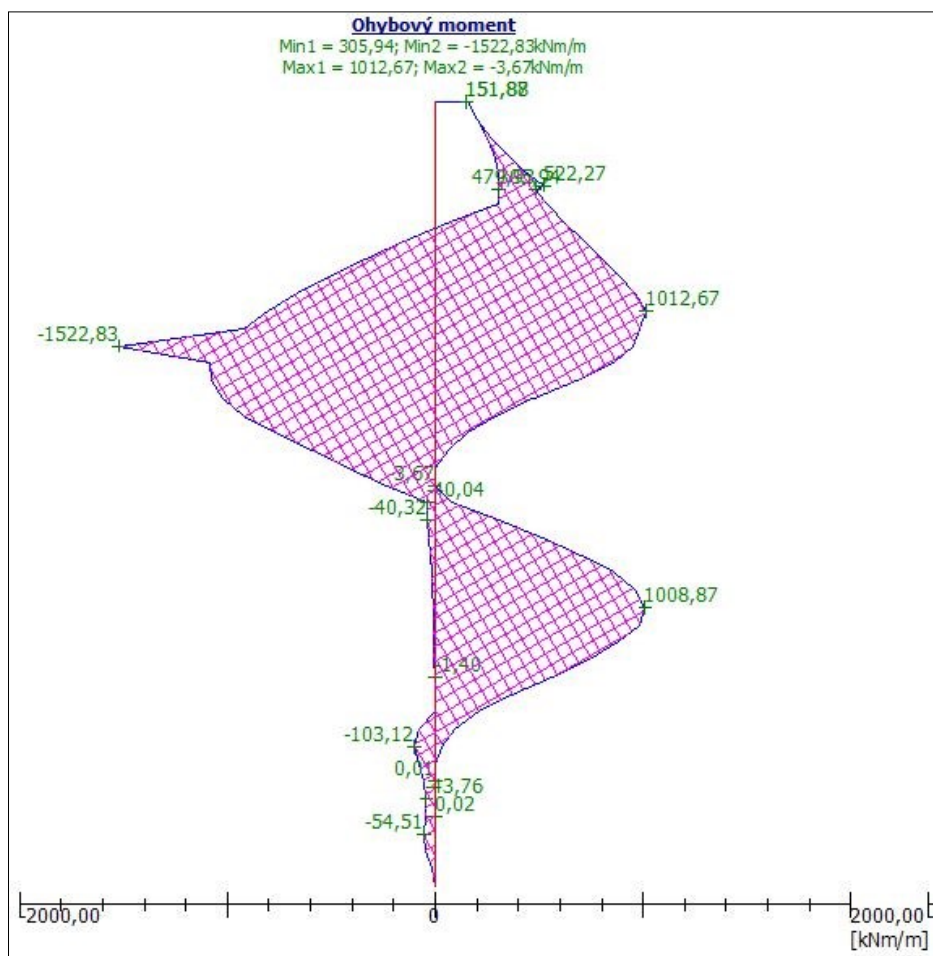


Obrázek č. 10 Výsledný tlak na konstrukci [kPa] V2 - MSÚ

Na následujících dvou obrázcích jsou prezentovány obálky vnitřních sil ocelové štetovnice MMZ48-1 pro V2 – MSÚ.



Obrázek č. 11 Obálka posouvajících sil [kN/m]



Obrázek č. 12 Obálka momentových sil [kNm/m]

4.4 Ruční výpočet pažící konstrukce - Blumova metoda náhradních nosníků

Byl proveden z důvodu ověření hloubky vetknutí pažící konstrukce, která byla navržena technologickým postupem a také z důvodu porovnání jednotlivých typů výpočtů. Vstupní údaje pro ruční výpočet byly totožné se vstupními údaji pro výpočet v programu GEO5 2017 - Pažení posudek viz kapitola 4.3. Na základě technologického postupu bylo patrné, že nejkritičtější pro pažící konstrukci je výpočtová fáze č. 5. Výpočet této fáze poskytne výše zmíněnou nejkritičtější hloubku vetknutí, nejkritičtější hodnoty vnitřních sil na pažící konstrukci a nejvyšší hodnotu reakce v horní podpoře.

Dle [8] bylo nutné pro tento typ výpočtu vycházet z následujících předpokladů:

- a) Každý stav se zkoumá sám o sobě, bez ohledu na předcházející stavy
- b) vliv popuštění podpěr se zanedbává
- c) skutečné rozdělení zemního tlaku se nahrazuje zjednodušenou soustavou zatížení

Na základě těchto předpokladů je patrné, že tento typ výpočtů vnesl do řešené pažící konstrukce řadu zjednodušení, které značnou měrou výsledky vůči skutečnosti zkreslily. V následujících bodech je popsáno, v čem se výpočetní model lišil od skutečného stavu:

- výpočet probíhal na nedeformované konstrukci, což dle technologického postupu a výpočtových fází neodpovídá skutečnosti, viz bod a)
- výpočet neuvažoval s deformací v úrovni horní podpory, která vznikla v dřívějších krocích technologického postupu, viz bod b)
- přibližný odhad velikostí aktivních a pasivních tlaků a jejich zjednodušené rozdělení při působení na pažící konstrukci, viz bod c)

Z předpokladů typu výpočtu a složitosti řešené konstrukce je patrné, že pro řešení dalších výpočtových fází a výpočet dalších veličin, jako je výsledná deformace konstrukce, reakce ve spodním vodícím prstenci apod., je tato výpočtová metoda nevhodná.

Ruční výpočet byl zpracován ve výpočetním programu Excel 2013 a vycházel z následujících předpokladů:

- Výpočet byl proveden Blumovou metodou náhradních nosníků.
- Pažící konstrukce byla řešena jako jednoduše podepřená v úrovni rozpěrného prstence, která je vetknuta do dna.
- Výpočet neuvažuje s prouděním vody pod patou konstrukce, tento stav technologický postup vylučuje. V případě nejkritičtější hloubky vetknutí menší než té, která je uvedena v technologickém postupu, se pro skutečné provedení pažící konstrukce uvažuje hloubka vetknutí navržená technologickým postupem.
- Nebylo uvažováno s upraveným svahovaným terénem za konstrukcí, tak jak je to patrné z výkresové přílohy č. 05 – Výpočtové fáze GEO5. U vrtů, kde se nacházel povrch nad úrovní upraveného terénu (64,5 m) a byla nutná jeho úprava, byla tato zemina převedena na přetížení povrchu dlouhodobého charakteru.
- Minimální dimenzační tlak: 0,2 kPa
- Aktivní tlak: Coulomb [3] - bylo umožněno dosažení maximální hodnoty aktivního tlaku a to na základě předpokladu vzniku max. 100 mm deformace v úrovni rozpěrného prstence. Pro aktivaci plného aktivního tlaku postačuje dle [8] limitní deformace o hodnotě 0,002 výšky konstrukce. V případě řešené konstrukce je tato limitní deformace 17 mm.
- Z důvodu redistribuce aktivního tlaku byl vykreslen zvlášť aktivní tlak od zeminy a aktivní tlak od přetížení povrchu.
- Aktivní tlak od zeminy byl upraven trojúhelníkovou redistribucí s vrcholem trojúhelníku v úrovni podpory neboli v úrovni prstencové rozpěry.
- Pasivní tlak: Caquot-Kerisel [3] - redukce pasivního tlaku byla provedena dle součinitele ψ
- Návrhový přístup:
 - Mezní stav použitelnosti: nebyl počítán a to z důvodu nevhodnosti typu výpočtu pro tuto problematiku.
 - Mezní stav únosnosti: stejně jako u výpočtu v programu Geo5 - Pažení posudek byl zvolen návrhový přístup 2

Výpočet probíhal v následujících krocích:

1. Výpočet součinitele aktivního zemního tlaku K_a [-] pro jednotlivé zeminy:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} \quad (4.03)$$

kde: φ - úhel vnitřního tření zeminy [°]
 α - odklon rubu konstrukce od svislice [°]
 δ - úhel tření mezi zeminou a konstrukcí [°]
 β - sklon povrchu terénu [°]

2. Výpočet součinitele aktivního zemního tlaku K_{ac} [-] pro jednotlivé zeminy:

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)} \quad (4.04)$$

kde pro $\alpha < \frac{\pi}{4}$ platí:

$$K_{ahc} = \frac{\cos\varphi \cdot \cos\beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot (1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \cdot \operatorname{tg}\beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)} \quad (4.05)$$

3. Určení součinitele pasivního zemního tlaku K_p [-] pro jednotlivé zeminy. Bylo provedeno pomocí lineární interpolace z tabulkových hodnot.
4. Určení zmenšovacího součinitele ψ [-] pro příslušné K_p [-].

Výsledky prvních čtyř kroků jsou prezentovány v následující tabulce. Podrobný postup prvních čtyř kroků je popsán v příloze č. 10.

Zemina	K_a	K_{ac}	K_p	ψ
Aluvium	0,335	0,551	5,568	0,674
Formace Windlesham - vrstva 1	0,335	0,551	5,568	0,674
Formace Windlesham - vrstva 2	0,221	0,446	14,580	0,492
Formace Londýnských jílu - nepropustná	0,392	0,597	4,034	0,742
Formace Londýnských jílu - málo propustná	0,392	0,597	4,034	0,742
Formace Harwich	0,208	0,456	18,960	0,242

Tabulka č. 9 Výsledky prvních čtyř kroků výpočtu

5. Stanovení hloubek u jednotlivých vrtů, pro které byly hodnoty svislých a vodorovných tlaků vykreslovány.
6. Výpočet průběhů svislého geostatického efektivního napětí za konstrukcí (zvlášť od zeminy $\sigma_{z,ef-zem}^{ZK}$ a zvlášť od přitížení povrchu $\sigma_{z,ef-p}^{ZK}$), před konstrukcí $\sigma_{z,ef}^{PK}$ a pórových tlaků σ_u v příslušných hloubkách.
7. Výpočet horizontálního aktivního tlaku na konstrukci od zeminy

$$\sigma_{ax-zem} = \sigma_{a-zem} \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (4.06)$$

kde: σ_{a-zem} - aktivní tlak od zeminy [kPa]

$$\sigma_{a-zem} = \sigma_{z,ef-zem}^{ZK} \cdot K_a - 2 \cdot c_{ef} \cdot K_{ac} \quad (4.07)$$

kde: c_{ef} - efektivní soudržnost zeminy [kPa]

8. Výpočet horizontálního aktivního tlaku na konstrukci od přitížení povrchu

$$\sigma_{ax-p} = \sigma_{a-p} \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (4.08)$$

kde:

$$\sigma_{a-p} = \sigma_{z,ef-p}^{ZK} \cdot K_a \quad (4.09)$$

kde: σ_{a-p} - aktivní tlak od přitížení [kPa]

Nutno zmínit, že se ve výpočtu aktivního tlaku od přitížení již neodečítá $2 \cdot c_{ef} \cdot K_{ac}$, a to z toho důvodu, že je již započítán ve výpočtu aktivního tlaku od zeminy.

9. Výpočet horizontálních pasivních tlaků na konstrukci

$$\sigma_{px} = \sigma_p \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (4.10)$$

kde: σ_p - pasivní tlak [kPa]

$$\sigma_p = \sigma_{z,ef}^{PK} \cdot K_p \cdot \psi + 2 \cdot c_{ef} \cdot \sqrt{K_p \cdot \psi} \quad (4.11)$$

kde: $\sigma_{z,ef}$ - je svislé efektivní geostatické napětí před konstrukcí

10. Výpočet hloubky $h_{\sigma=0}$, v které působí na konstrukci nulový tlak
11. Trojúhelníková redistribuce horizontálního aktivního tlaku od zeminy
12. Řešení horního nosníku ve výpočetním programu SCIA - výstupem řešení jsou:
 - a. Reakce v místě prstencové rozpěry
 - b. Reakce v místě nulového tlaku
 - c. Vykreslení posouvajících sil a zjištění jejich maximální hodnoty
 - d. Vykreslení ohybových momentů a zajištění jejich maximální hodnoty
13. Výpočet vetknutí d_s neboli délky spodního nosníku

14. Řešení spodního nosníku ve výpočetním programu Excel - výstupem jsou:

- Vykreslené posouvající síly a jejich maximální hodnota
- Vykreslené ohybové momenty a jejich maximální hodnota

15. Vyrovnání horizontální síly zemních tlaků do rovnováhy je provedeno pomocí Δd [m]

$$\Delta d = 0,2 \cdot d_s \quad (4.12)$$

16. Výpočet celkové délky pažící konstrukce l [m], výsledná hodnota je zaokrouhlena nahoru na 0,5 m

$$l = h_{\sigma=0} + d_s + \Delta d \quad (4.13)$$

Detailně zpracovaný postup výpočtu a jednotlivé mezikroky pro všechny návrhové situace lze nalézt v příloze č. 8. V následující tabulce jsou prezentovány vypočtené základní parametry pro všechny návrhové situace.

Parametr	Vrty			Odvozené vrty	
	2	3	4	V-O1	V-O2
Délka horního nosníku [m]	10,07	10,21	10,06	10,17	10,77
Reakce v horní podpoře - R_p [kN/m]	415,04	476,78	385,13	459,72	549,06
Maximální ohybový moment horního nosníku M_{max}^H [kNm/m]	940,61	551,68	440,57	884,88	499,24
Reakce ve spodní podpoře $R_{\sigma=0}$ [kN/m]	361,37	220,33	186,39	345,44	91,29
Délka spodního nosníku [m]	6,18	4,83	4,44	6,05	2,77
Maximální posouvající síla spodního nosníku V_{max}^S [kN/m]	722,74	440,66	372,78	690,88	181,88
Maximální ohybový moment spodního nosníku M_{max}^S [kNm/m]	860,25	409,55	318,66	804,00	100,60
Celková délka štětovnice [m]	18,50	17,50	16,50	18,50	14,50
Hloubka vetknutí [m]	10,00	9,00	8,00	10,00	6,00

Tabulka č. 10 Výstupy ručního výpočtu

Na základě těchto výstupů byly definovány dimenzační síly na jeden metr stěny pro každou návrhovou situaci, viz následující tabulka.

Návrhová situace vrtu:	Kombinace 1		Kombinace 2	
	$M_{Ed, max}$ [kNm/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	$V_{Ed, max}$ [kN/m]
V2	940,61	0	0	722,74
V3	551,68	0	133,59	476,78
V4	440,57	0	98,53	385,13
V-O1	884,88	0	0	690,88
V-O2	499,24	0	161,54	549,06

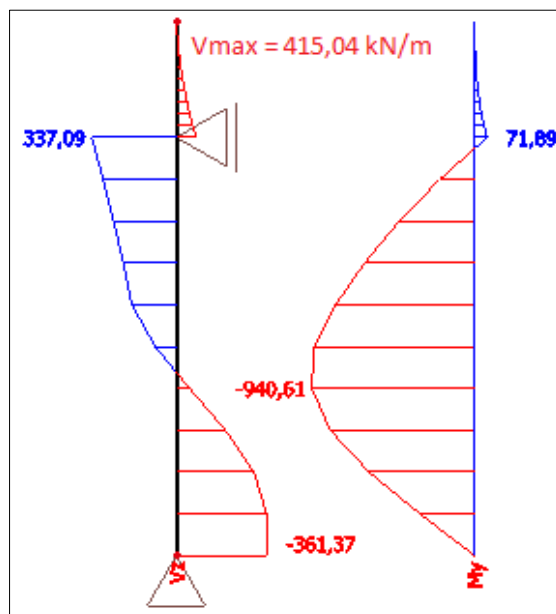
Tabulka č. 11 Dimenzační síly na jeden metr stěny

Na základě kombinace 1 návrhové situace vrt V2 byla navržena štětovnice GU27N. Tato štětovnice byla posouzena pro všechny návrhové situace, viz následující tabulka.

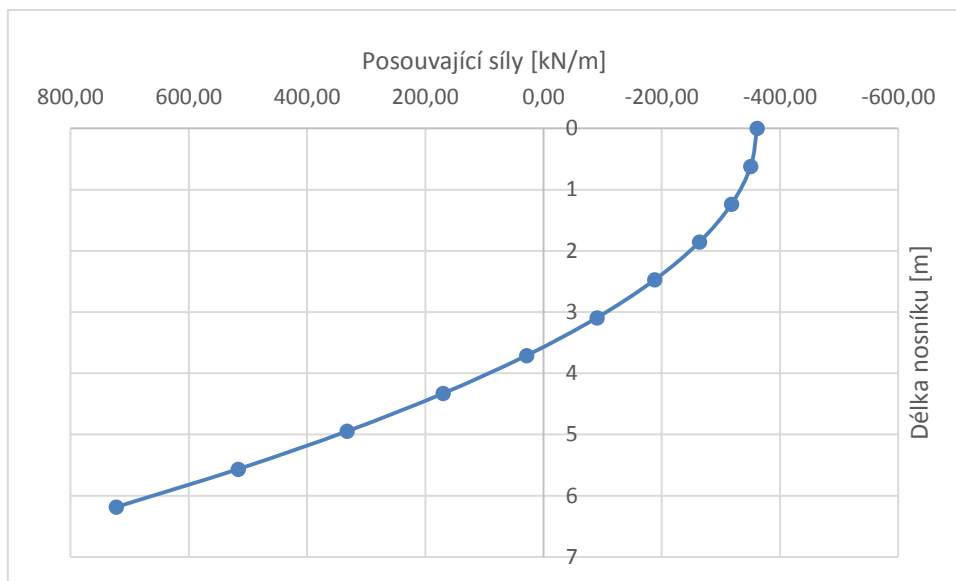
Návrhová situace vrtu:	Kombinace 1			Kombinace 2		
	Ohyb [%]	Smyk [%]	Rovinná napjatost [-]	Ohyb [%]	Smyk [%]	Rovinná napjatost [-]
V2	98,90	0,00	0,977	0,00	91,51	0,837
V3	58,00	0,00	0,336	14,10	60,37	0,384
V4	46,40	0,00	0,214	10,40	48,77	0,249
V-O1	93,10	0,00	0,865	0,00	87,48	0,765
V-O2	52,50	0,00	0,275	17,00	69,52	0,512

Tabulka č. 12 Posouzení navržené štětovnice GU27N

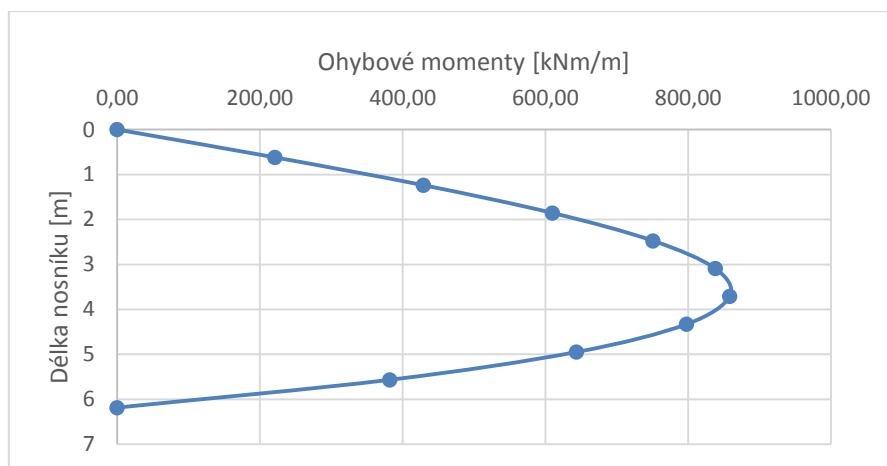
Detailní postup návrhu i s dosazením hodnot je možné shlédnout v příloze č. 10. Z výstupů ručního výpočtu (tabulka č. 10) je patrné, že z hlediska vnitřních sil je nejkritičtější návrhová situace vrtu V2. Z hlediska maximální reakce v úrovni rozpěrného prstence je nejkritičtější návrhová situace vrtu V-O2. U všech návrhových situací vyšla celková délka štětovnice kratší, než je dána technologickým postupem. Pro realizaci pažící konstrukce z tohoto hlediska postačí délka štětovnice navržená technologickým postupem. Na následujících obrázcích jsou prezentovány výstupy výpočtů pro vnitřní síly návrhové situace vrtu V2.



Obrázek č. 13 Posouvající síly [kN/m] a ohybové momenty [kNm/m] horního nosníku pro návrhovou situací vrtu V2



Obrázek č. 14 Posouvající síly spodního nosníku [kN/m] pro návrhovou situaci vrtu V2



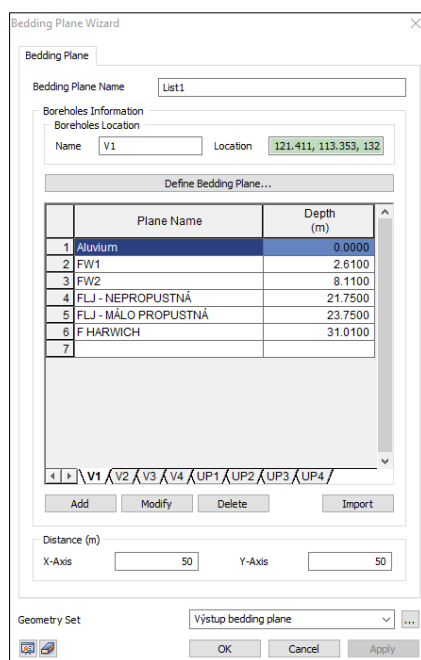
Obrázek č. 15 Ohybové momenty spodního nosníku [kNm/m] pro návrhovou situaci vrtu V2

4.5 Metoda konečných prvků – 3D model

Model byl zpracován v geotechnickém softwaru Midas GTS NX. V jednotlivých krocích této kapitoly je popsána jeho tvorba až po výsledné nastavení výpočtu a prezentace výsledků. Jeho zpracování proběhlo tak, aby zachytilo nejnepríznivější namáhání a deformace pažíci konstrukce a jeho prvků během nejkritičtějších fází technologického postupu výstavby. Tvorba modelu se neobešla bez určité míry zjednodušení vůči skutečnosti. Součástí výstupů výpočtů jsou také návrhové vnitřní síly tubusu čerpací stanice, deformace dna stavební jámy, zatížení základové desky a také posouzení zhotovené čerpací stanice vůči vztlaku. Pro všechny 3D sítě byla použita hybridní síť. Manuály softwaru Midas GTS NX doporučují hybridní síť, a to z důvodů větší míry důvěryhodnosti výsledků výpočtů.

4.5.1 Modelování geologie

Zakřivení jednotlivých geologických vrstev bylo vymodelováno pomocí nástroje Bedding plane v softwaru Midas GTS NX. Vstupem pro tento nástroj byly údaje o 4 vrtech z IGP (viz kap. 3 – tabulka č. 3). Takto vygenerované povrchy měly značnou míru zakřivení a nerefletovaly tvar očekávané geologie. Z tohoto důvodu byly přidány čtyři pomocné vrty (UP1 až UP4) do rohů generovaných povrchů, které měly korigovat průběh zakřivení. Na základě těchto 8 vrtů byly vygenerované povrchy, které již očekávaný tvar měly.

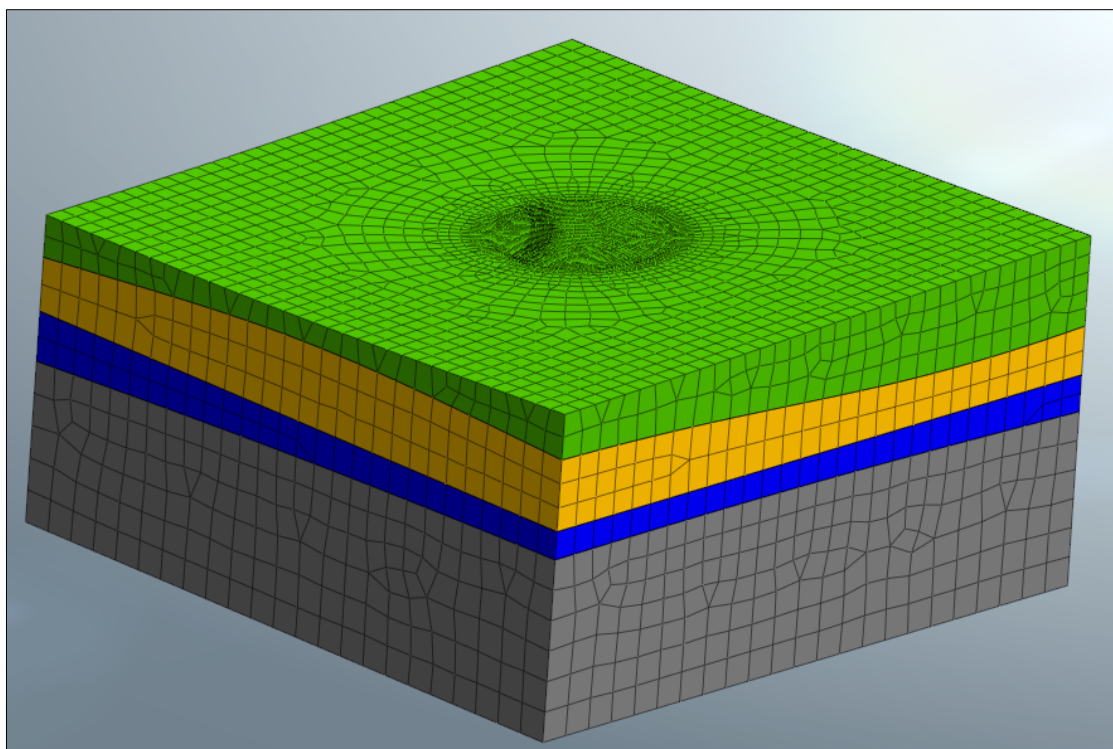


Obrázek č. 16 Nástroj Bedding plane

Optimální rozměr modelu byl stanoven pomocí zkušebních modelových situací na 140 x 140 m v půdorysu, výška modelu je přibližně 65 metrů v závislosti na povrchu terénu. Vzhledem k rozměrům modelové oblasti musela být aplikována následující zjednodušení:

- vrstva navážky byla přiřazena k vrstvě Windleshamská formace – vrstva 1, a to z následujících důvodů:
 - její zanedbatelná mocnost vzhledem k rozměru navrhovaného díla,
 - její odstranění téměř v celém půdorysu stavební jámy během postupu výstavby,
- vrstva Aluvia je přiřazena k formaci Windlesham – vrstva 1, a to z důvodu její malé mocnosti vzhledem k rozměrům modelové oblasti. Její uvažování by způsobilo vysoký nárůst počtu uzlů a elementů řešeného modelu.
- nepropustná vrstva Londýnských jílu byla přiřazena propustné vrstvě Londýnských jílu, a to z důvodů její mocnosti, která je 2 metry. Uvažování této vrstvy by způsobilo vysoký nárůst počtu uzlů a elementů řešeného modelu. Pouze pod půdorysem stavební jámy byla tato vrstva ponechána, protože zde plní funkci zátky (viz obrázek č. 27 – červená barva).

Na základě zvoleného rozměru modelu, vygenerovaných povrchů a výše zmíněných zjednodušení byly vytvořeny solid prvky jednotlivých geologických vrstev. Následně bylo nutné tyto prvky rozdělit na jednotlivé menší prvky, tak aby respektovali postup výstavby. Celkem bylo pro potřeby modelu vytvořeno 49 těchto prvků, na jejichž základě byly generovány příslušné sítě konečných prvků. Problematika rozdělení modelu na jednotlivé prvky bude prezentována na již vygenerovaných sítích v konkrétních výpočtových fázích. Na následujícím obrázku je možné získat představu o rozměru modelu a vytvořených sítích geologických vrstev.



Obrázek č. 17 Síť konečných prvků

V následujících bodech je možné shlédnout, jaké rozměry sítě byly zadány při její tvorbě:

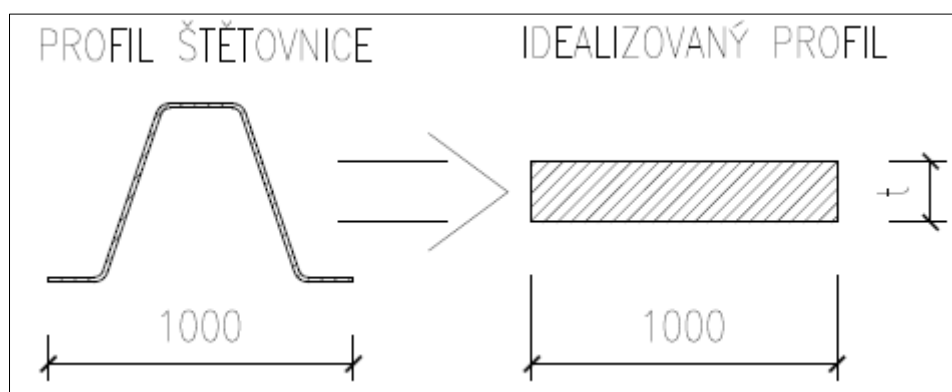
- 0,5 m – všechny železobetonové prvky, spodní zásyp, horní zásyp
- 1 m – pro všechny sítě nacházející se uvnitř stavební jámy
- 4 m – formace Windlesham vrstva 1
- 5 m – formace Windlesham vrstva 2, Londýnské jíly – propustná vrstva
- 6 m – formace Harwich

4.5.2 Materiálové vstupy, modelování štětovnice a rozhraní

Název	E [MPa]	ν [-]	K_0 [-]	γ [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	C_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	Konstitutivní model:
Zeminové materiály								
Formace Windlesham - vrstva 1	20	0,20	0,531	20,0	22,0	0,1	28	Mohr-Coulomb
Formace Windlesham - vrstva 2	120	0,20	0,384	20,0	22,0	0,1	38	
Londýnské jíly - nepropustná vrstva	30	0,42	0,724	20,0	20,0	2,0	24	
Londýnské jíly - propustná vrstva	30	0,42	0,724	20,0	22,0	2,0	24	
Fromace Harwich	80	0,20	0,344	20,0	22,0	0,1	41	
Zásyp - S2	40	0,28	0,441	18,5	20,5	0,1	34	
Konstrukční materiály								
Ocel	210 000	0.3	-	***	-	-	-	Elastický
C35/45	34 000	0.2	-	25	-	-	-	

Tabulka č. 13 Materiálové vstupy výpočetního modelu

V tabulce číslo 11 je uvedeno u objemové tíhy oceli ***, což značí, že objemová tíha oceli je závislá na momentu setrvačnosti volené štětovnice. Tato závislost musí být aplikována z toho důvodu, že reálná štětovnice o určité tloušťce a zakřivení je nahrazována v modelu 2D sítí s vlastností skořepiny o jednotné tloušťce (viz obrázek č. 18). Základní myšlenkou této idealizace je, že moment setrvačnosti skutečné štětovnice musí být rovný momentu setrvačnosti idealizovaného průřezu. Tato idealizace umožní výrazné snížení nároku na výpočetní náročnost modelu, současně je však zachována základní průřezová deformační charakteristika štětovnice. Na základě této úpravy je nutný přepočet objemové tíhy oceli tak, aby plošná tíha skutečné štětovnice odpovídala plošné tíze idealizovaného profilu.



Obrázek č. 18 Schéma idealizace štětovnicového profilu na 2D skořepinový prvek

t – jednotná tloušťka idealizovaného profilu skořepinového prvku [m]

Odvození vztahu pro výpočet tloušťky idealizované štětovnice t [m]:

$$I_{\text{ŠTĚTOVNICE}} = I_{IP}$$

kde: $I_{\text{ŠTĚTOVNICE}}$ - moment setrvačnosti štětovnice [m⁴]

I_{IP} - moment setrvačnosti idealizovaného profilu [m⁴]

$$I_{\text{ŠTĚTOVNICE}} = \frac{1}{12} * b * t^3 \quad (4.14)$$

kde: b - šířka profilu (= 1 bm)

$$t = \sqrt[3]{\frac{I_{\text{ŠTĚTOVNICE}} * 12}{b}} \quad (4.15)$$

Odvození vztahu pro výpočet objemové hmotnosti idealizovaného profilu ρ_{IP} [kg/m³]:

$$\rho_{OCEL} * A_{\text{ŠTĚTOVNICE}} = \rho_{IP} * A_{IP}$$

kde: ρ_{OCEL} - objemová hmotnost oceli (7850 kN/m³)

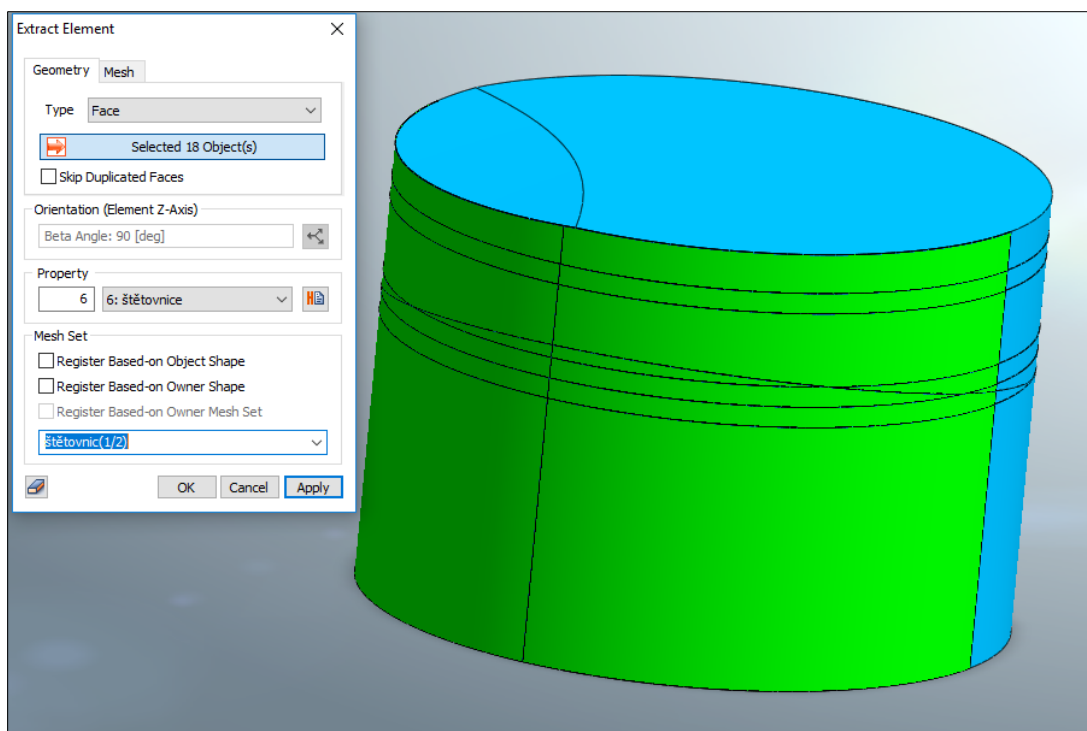
$A_{\text{ŠTĚTOVNICE}}$ - průřezová plocha štětovnice [m²]

A_{IP} - průřezová plocha idealizovaného profilu [m²]

$$\rho_{OCEL} * A_{\text{ŠTĚTOVNICE}} = \rho_{IP} * b * t$$

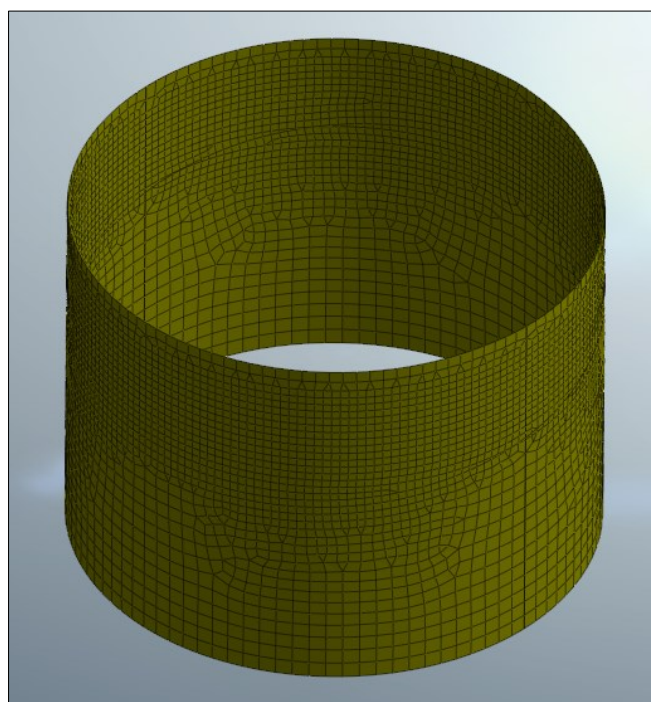
$$\rho_{IP} = \frac{\rho_{OCEL} * A_{\text{ŠTĚTOVNICE}}}{b * t} \quad (4.16)$$

Štětovnice byla vytvořena na základě krajních ploch 3D solid prvků, které definují vnitřní obvod stavební jámy. Tyto 3D solid prvky musí mít již vygenerované síť. Nástroj Extract Element na plochách sítě 3D prvků obtiskne a vytvoří z nich síť štětovnice se zvolenou vlastností, která je v tomto případě skořepina. Pro lepší práci s výsledky a jejich zobrazováním byla štětovnice vytvořena ze dvou částí. Tento postup je patrný z obrázku č. 19, kde je zachycen postup tvorby štětovnice v software Midas GTS NX pomocí nástroje Extract Element.



Obrázek č. 19 Tvorba sítě štětovnice pomocí nástroje Extract Element

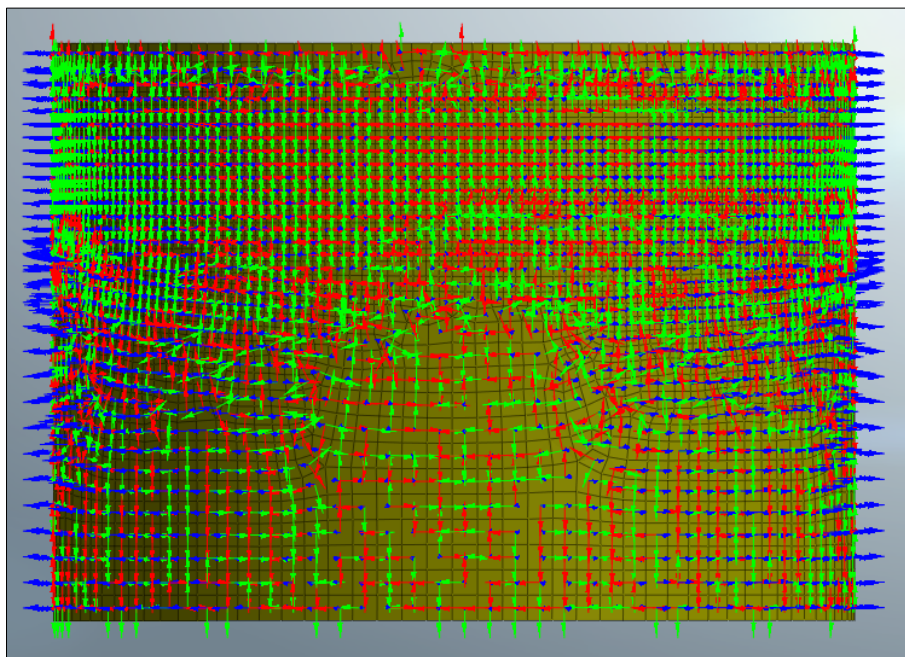
Na dalším obrázku je možné shlédnout vytvořenou 2D síť štětovnice.



Obrázek č. 20 Dvourozměrná síť konečných prvků idealizované štětovnice

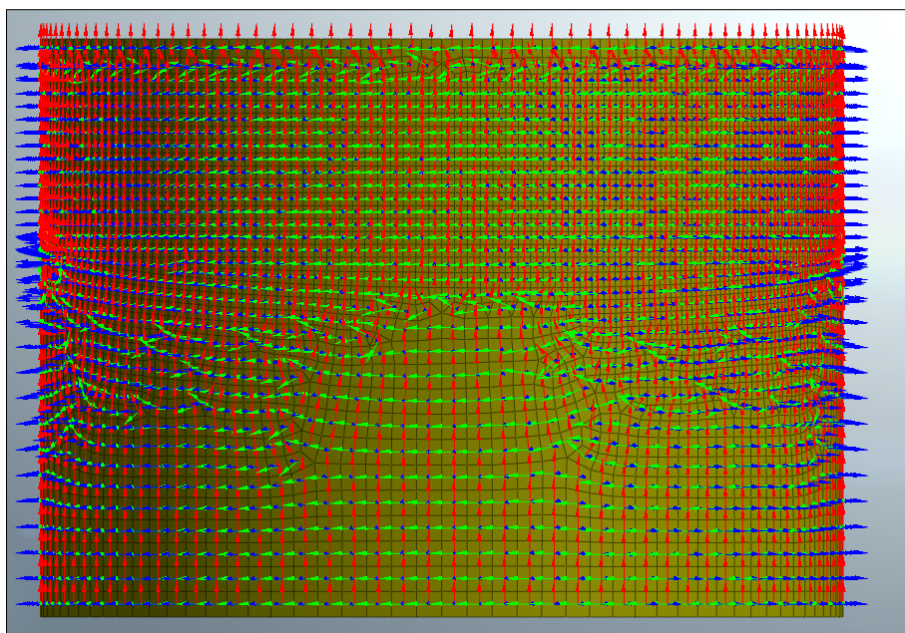
Dalším krokem bylo ověření směru souřadných systémů jednotlivých elementů sítě štětovnice. Směry elementů je nutné ověřit z toho důvodu, že software Midas GTS NX vykresluje vnitřní

síly v jednotlivých směrech dle souřadných systémů elementů. Na následujícím obrázku je patrná nesourodost orientace souřadných systémů po jejich vygenerování.



Obrázek č. 21 Štětovnice - neupravené souřadné systémy elementů

Sjednocení souřadných systémů elementů bylo provedeno pomocí funkce Add/Modify Mesh parametr – 2D - Change Csys. Po porovnání obrázků č. 21 a 22. je patrné, že tato úprava značně snížila nesourodost souřadných systémů, to se projeví na vyšší věrohodnosti a kontinuitě vykreslovaných vnitřních sil. I přes tuto úpravu u nepravoúhlých elementů nedojde k přesné orientaci souřadných systémů, což se projeví ve formě skvrn při vykreslování vnitřních sil. Nejvíce je tento jev patrný na obrázku č. 60, kde jsou vykresleny ohybové momenty štětovnice AU14.



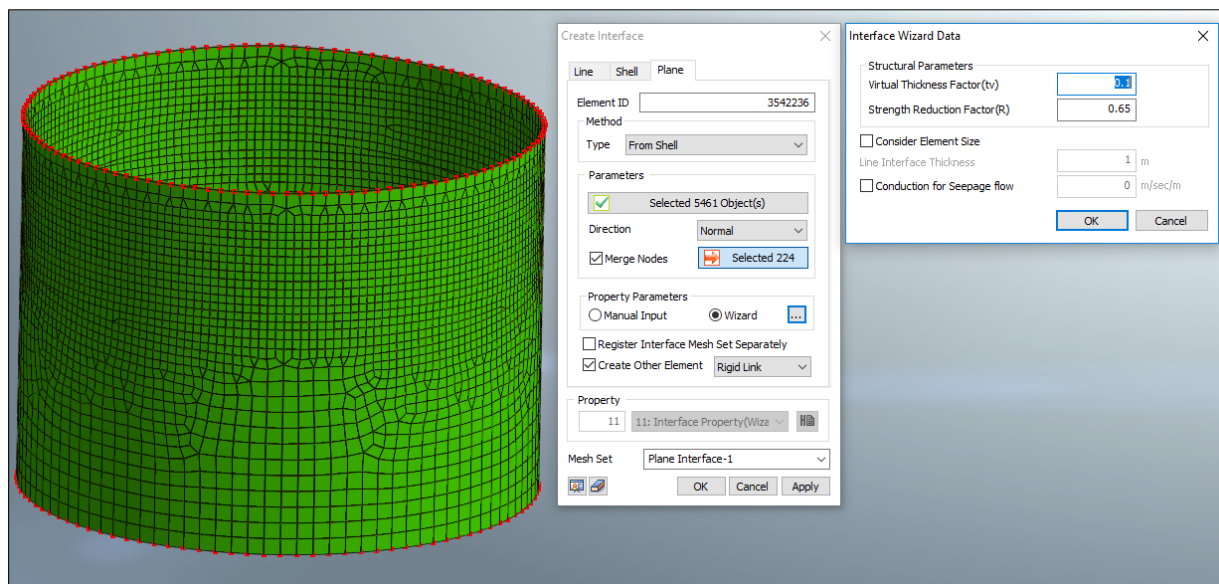
Obrázek č. 22 Štětovnice - upravené souřadné systémy elementů

Výpočetní model musel zohlednit rozhraní mezi ocelovou štětovnicí, která má hladký povrch, a přilehlými zeminami. V softwaru Midas GTS NX je k tomuto účelu nástroj Create Interface. Zmíněný nástroj rozdělí spojené uzly sítě a vloží mezi ně síť elementů se specifickou tuhostí v normálovém a tangenciálním směru. Krom této sítě je vytvořena také pevná síť, která rozdělené uzly spojuje pevnou vazbou. Účelem pevné sítě je zabránit vzniku výpočetních chyb ve fázích výstavby, kde není interface aktivován. Jinými slovy, pokud je ve výpočetní fázi aktivována pevná síť, tak je síť interfacu vypnutá a naopak.

Síť interfacu byla vygenerována z 2D sítě štětovnice. Ve skutečnosti bude rozhraní existovat uvnitř i vně štětovnice, ve výpočetním modelu je rozhraní uvažováno pouze na vnější straně. Toto zjednodušení musí být aplikováno z toho důvodu, že uvnitř stavební jámy jsou v určitých fázích v kontaktu se štětovnicí vodící prstence. Tyto vodící prstence mají v určitých fázích výpočtu materiál zeminy, posléze jsou jejich sítě vypnuty a v následující fázi dochází ke zpětné aktivaci sítě těchto prstenců spolu se změnou materiálů ze zeminy na beton C35/45 (provedeno pomocí okrajové podmínky). Zanedbání této skutečnosti způsobuje výpočetní chyby a nestabilní proces výpočtu. Uzly interfacu musí být na horním a spodním okraji sjednoceny. Toto sjednocení zabrání vzniku nespojených prvků sítě a případným výpočetním chybám.

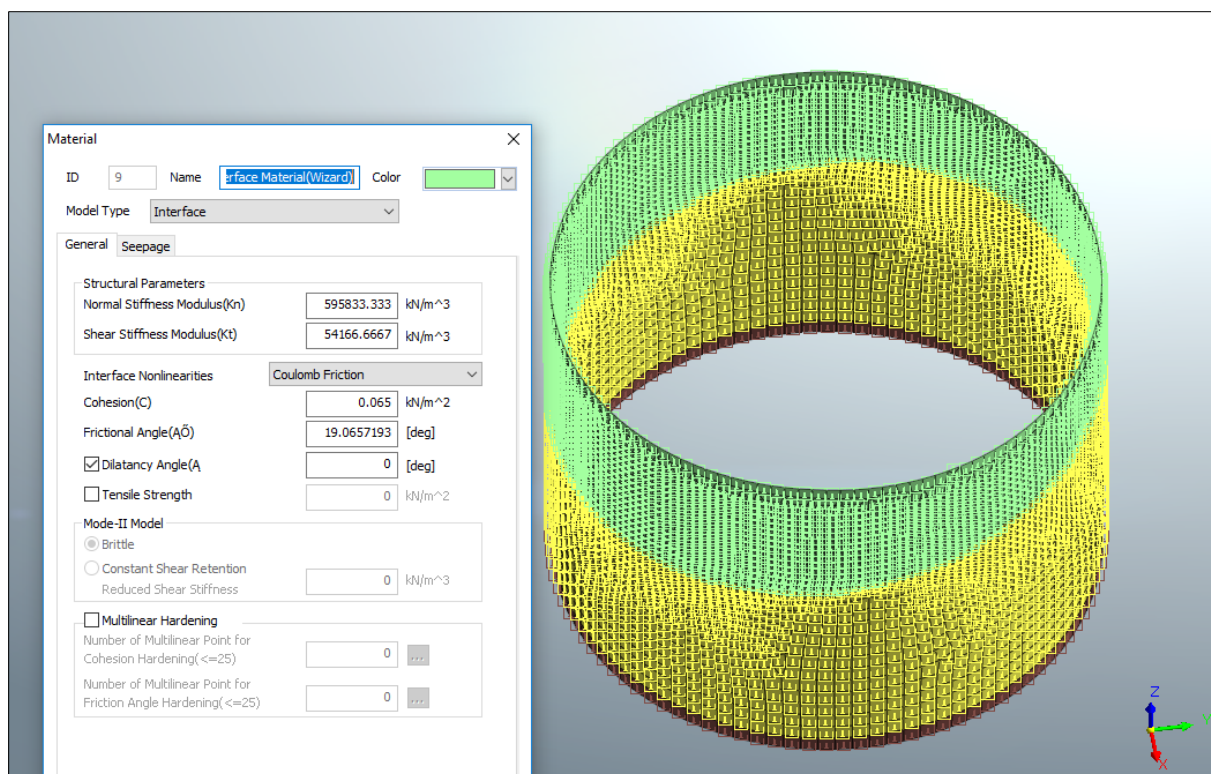
Samotné rozhraní bylo definováno pomocí redukčního faktoru pevnosti (strength reduction factor), který je označen jako R . Návod software Midas GTS NX doporučuje použít pro rozhraní písku a oceli R v rozmezí 0,6 až 0,7.

V případě řešeného modelu byl použit R o hodnotě 0,65. Parametry interfacu byly vypočítány automaticky na základě znalosti R , vlastností štětovnice a přiléhajících zemin. Opět zde došlo k mírnému zjednodušení, a to ve spodní části, kde je štětovnice jeden metr vetknuta do Londýnských jílu. Zjednodušení spočívá v tom, že pro toto 1 m hluboké vetknutí byla uvažována hodnota R jako pro rozhraní písek – ocel.



Obrázek č. 23 Nastavení nástroje *Create Interface*

Na obrázku č. 24 je možné shlédnout vygenerovanou síť interfacu. Z jejího barevného rozdělení je patrné, že pro každou přiléhající zeminu nástroj vygeneroval vlastní síť se specifickými parametry.

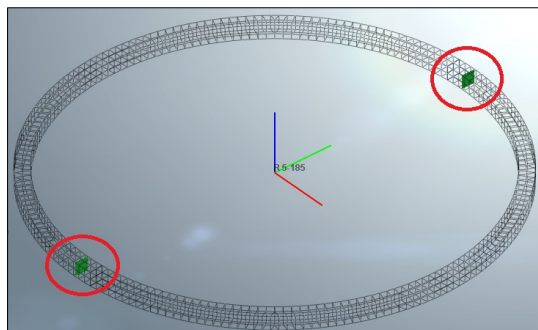


Obrázek č. 24 Vygenerovaná síť interfacu neboli rozhraní (výpočetní hodnoty interfacu Windleshamská formace – vrstva 1 a ocelové štětovnice)

4.5.3 Logické dělení železobetonových prvků

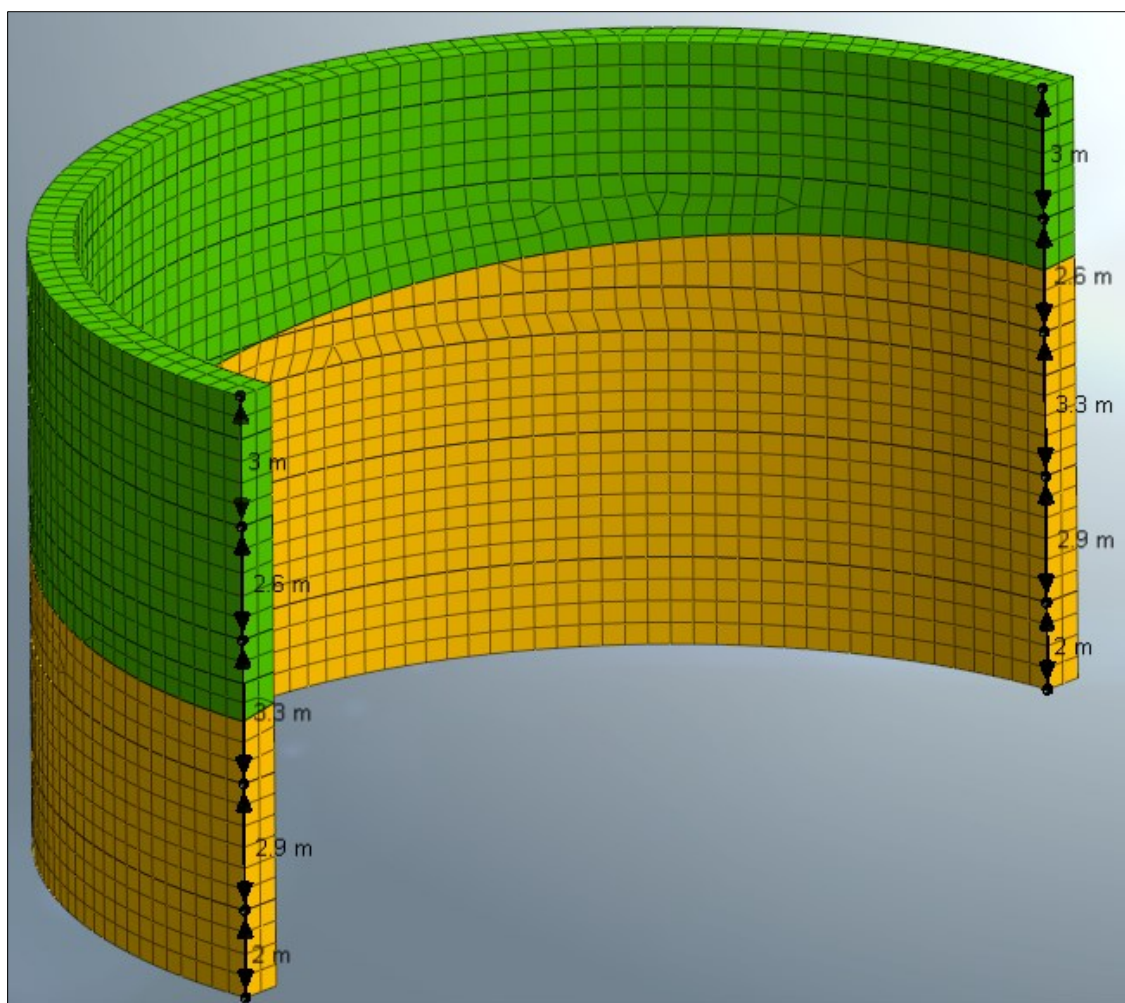
Výpočetní model měl za úkol zohlednit následující čtyři železobetonové konstrukční části čerpací stanice: horní vodící prstenec (rozpěrný prstenec), spodní vodící prstenec, tubus čerpací stanice a základovou desku. Jejich modelování bylo provedeno pomocí 3D prvků, přičemž musely být rozděleny na více logických částí a to z následujících důvodů:

- geologie – prvky musely respektovat tvar jednotlivých geologických vrstev tak, aby jim mohl být v určitých fázích (např. původní napjatost) přiřazen materiál zeminy.
- výpočet vnitřních sil z 3D prvků:
 - VERTIKÁLNÍ DĚLENÍ – výpočet vnitřních sil byl proveden pomocí funkce LDF Sum. Funkce provede na aktivované síti v uživatelem definovaném směru řez, na kterém software následně vypočte vnitřní síly. V případě rotačně symetrické konstrukce, musí dojít k jejímu logickému rozdělení vertikálním řezem na dvě části. Tímto rozdělením je zabráněno nežádoucí situaci, kdy funkce LDF Sum počítá vnitřní síly ze dvou průřezů najednou (viz obrázek č. 25).



Obrázek č. 25 Zanedbání vertikálního dělení u rotačně symetrické konstrukce

- HORIZONTÁLNÍ DĚLENÍ – tento důvod se týká především tubusu čerpací stanice, jehož výška je 13,8 m a bude zhotoven ze tří částí. Dvě části mají výšku 5,9 m, přičemž ve výpočtu je každá tato část rozdělena na dvě menší. Dělení tubusu je možné shlédnout na obrázku č. 26. Toto dělení umožnilo získání detailnějšího přehledu vnitřních sil ŽB tubusu.



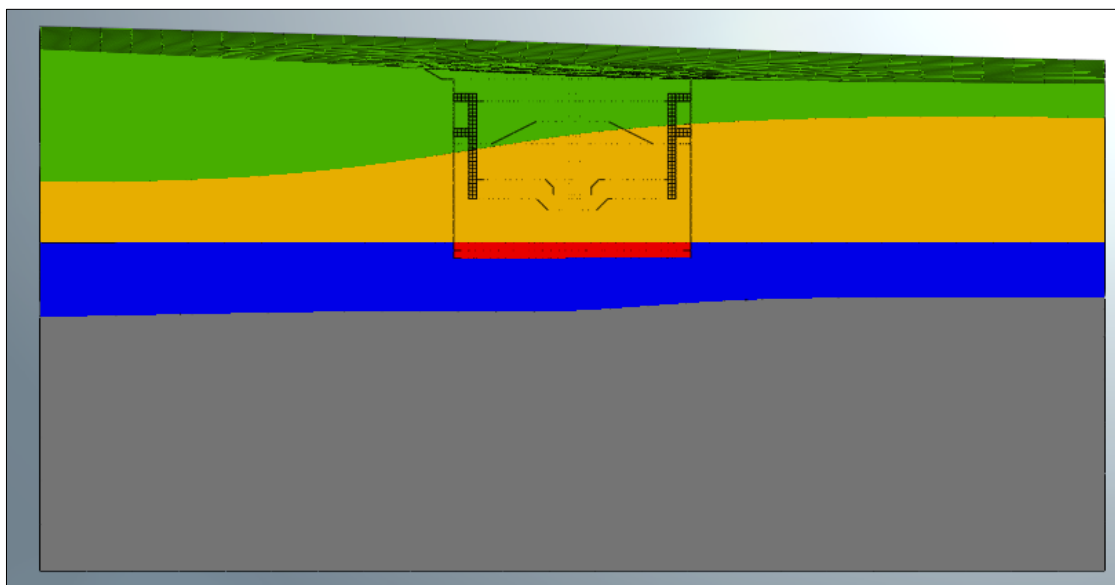
Obrázek č. 26 Logické dělení tubusu na výpočetní části

4.5.4 Výpočtové fáze

Musely být definovány tak, aby zachytily nejnepříznivější namáhání štětovnice, rozpěrných prvků a konstrukce čerpací stanice během výstavby spolu s posouzením výsledné stability. Celkem byly pro modelovou situaci vytvořeny dva výpočetní postupy o 8 a 9 výpočetních fázích. Výpočtové postupy se liší až od 7. výpočtové fáze. Štětovnice není v obrázcích výpočtových fází znázorněna vlastní barvou a to z důvodu přehlednějšího grafického zobrazení. Její výška je 22 m (od upraveného terénu do půlky zátky z nepropustné vrstvy Londýnských jílu), její grafické znázornění lze shlédnout na obrázku č. 23, popř. ve výkresových přílohách.

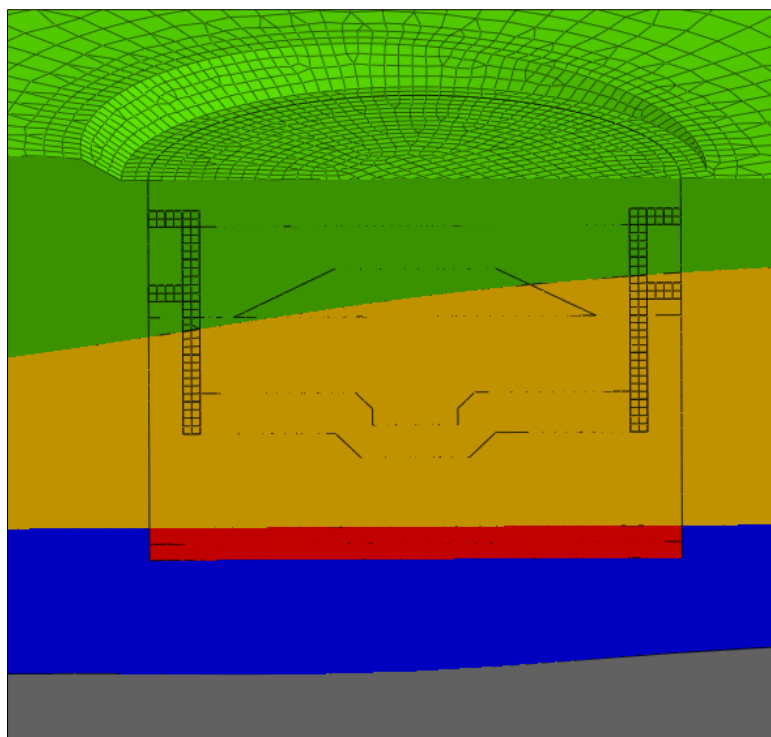
1. **Původní napjatost** – zohledňuje primární (geostatickou) napjatost horninového masivu v dosud neporušeném stavu. Neporušený stav je zohledněn vynulováním posunů této výpočetní fáze. V místě sítě štětovnice a sítě interfacu (rozhraní) je aktivována pevná

síť. Součástí této fáze je také implementace hydrogeologických podmínek - hladin podzemní vody. Pro síť s materiálem formace Windlesham – vrstva 1 HPV 67 m. Pro síť propustné vrstvy Londýnských jílu a síť vrstvy Harwich HPV 69 m.



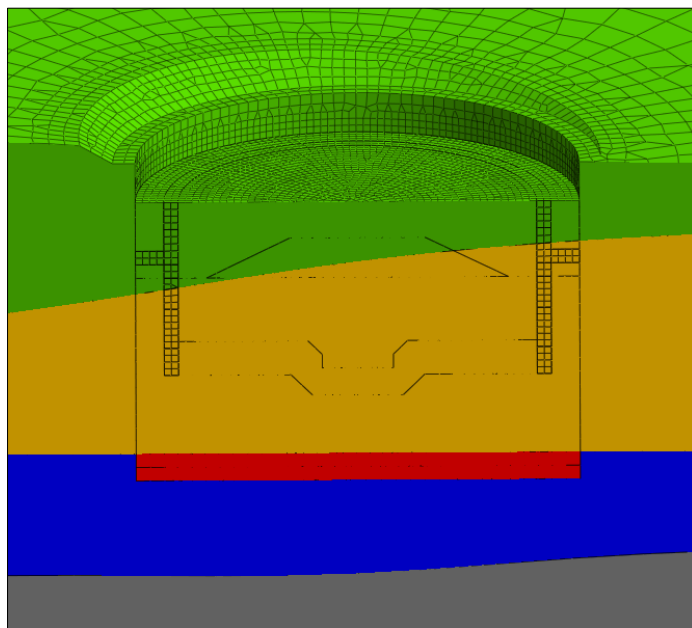
Obrázek č. 27 Výpočetní fáze 1 - původní napjatost

2. Úprava terénu – odtěžení terénu na výškovou úroveň 64,5 m.

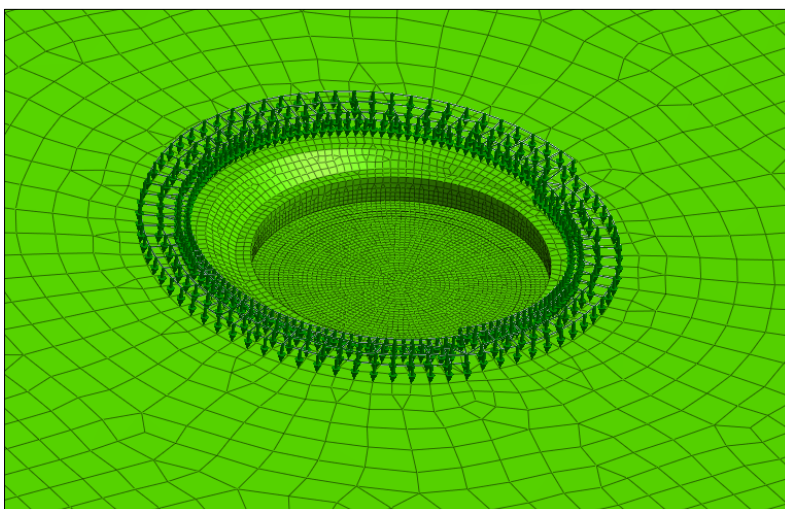


Obrázek č. 28 Výpočetní fáze 2 - úprava terénu

3. **Aktivace štětovnice** – vypnuta pevná síť a zapnuta síť štětovnice spolu se sítí interface. Součástí této výpočtové fáze bylo také odvodnění vnitřku stavební jámy na výškovou úroveň 55 m.
4. **Výkop na výškovou úroveň 61,6 m** – součástí této fáze byla aktivace přetížení povrchu o návrhové hodnotě 30 kPa. Přetížení se nachází v prstenci o šíři 5 m. Prstenec se nachází ve vzdálenosti 2 m od okraje stavební jámy popřípadě 2 m od hrany svahu upraveného terénu.

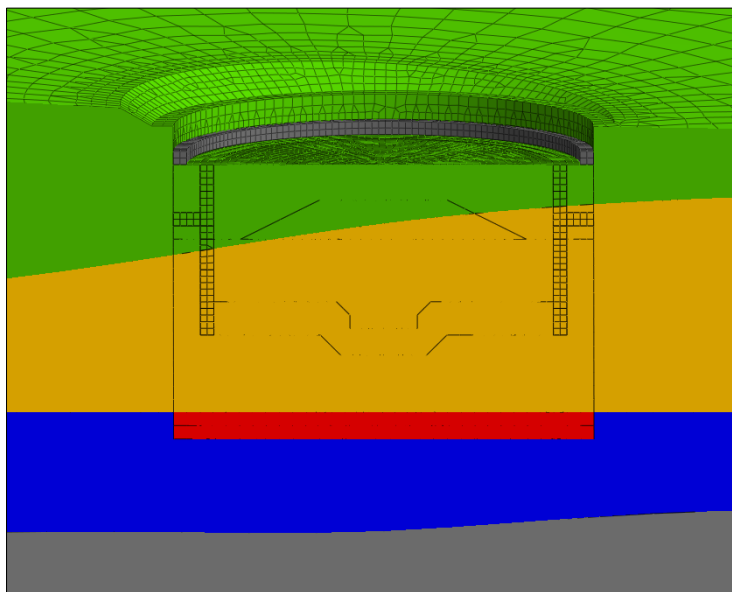


Obrázek č. 29 Výpočetní fáze 4 - výkop na výškovou úroveň 61,6 m



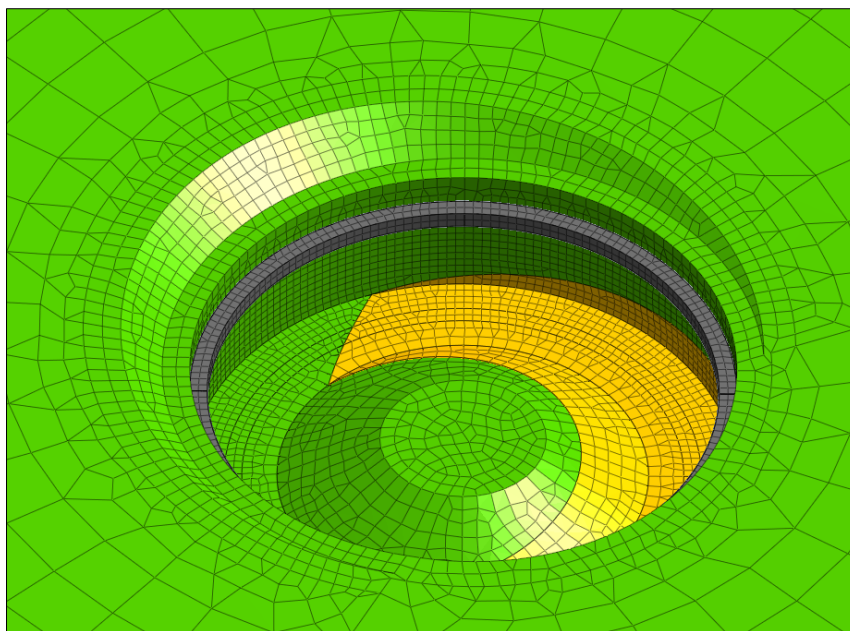
Obrázek č. 30 Rozsah přetížení povrchu v okolí stavební jámy

5. **Aktivace rozpěrného prstence** – zpětná aktivace sítě rozpěrného prstence spolu s aktivací změny materiálu sítě ze zeminy na beton (aktivace okrajové podmínky).



Obrázek č. 31 Výpočetní fáze 5 - aktivace rozpěrného prstence

6. **Tvarovaný výkop** – podrobnější informace o rozměrech a tvaru výkopu jsou uvedeny v příloze č. 4 – Technologický postup výstavby.

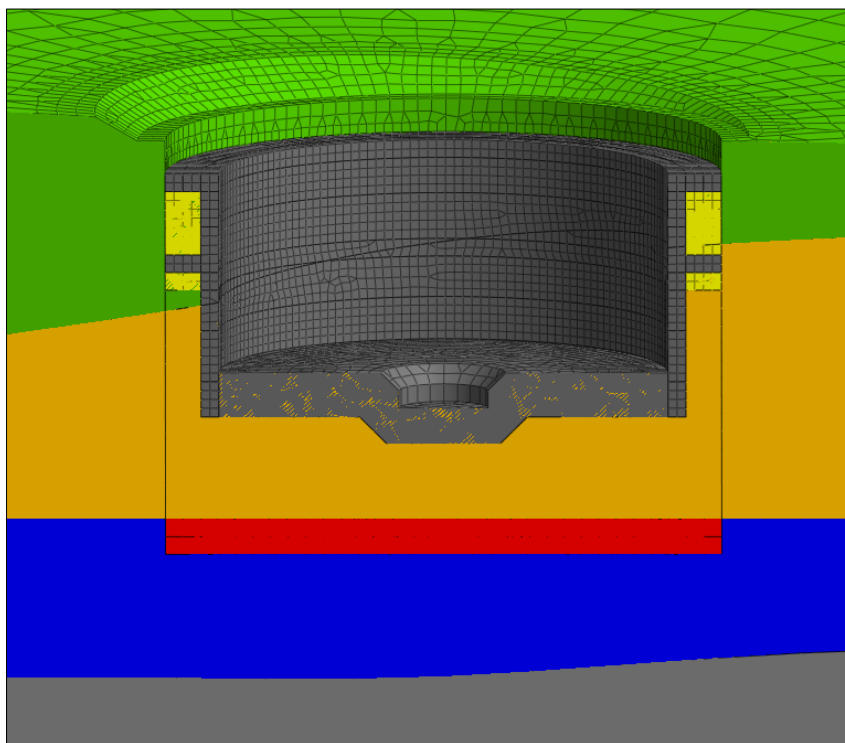


Obrázek č. 32 Výpočetní fáze 6 - tvarovaný výkop

První výpočetní postup - uvažuje se zjednodušeným koncem technologického postupu výstavby, kde je ve výpočetní fázi č. 7 spolu s tubusem aktivována i základová deska.

Tento postup neumožňuje zjištění deformací dna stavební jámy, zjištění skutečného zatížení základové desky a nejkritičtějšího zatížení nejnižše položené části tubusu čerpací stanice, ale umožňuje zjištění nejnepříznivějšího namáhání ostatních železobetonových prvků a také umožňuje posouzení stability celé konstrukce vůči vztlaku.

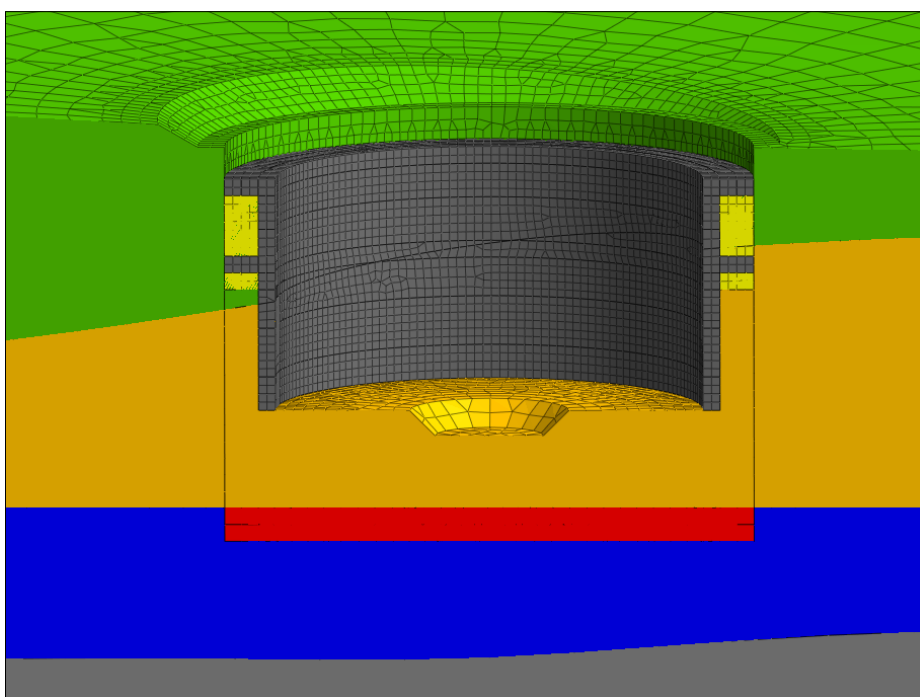
7. **Aktivace tubusu** – zpětná aktivace všech sítí ŽB tubusu, které byly v předešlých fázích deaktivovány. Zpětná aktivace sítí spodního zásypu, horního zásypu, spodního vodícího prstence, druhé části horního vodícího prstence a základové desky. Změna materiálu ŽB tubusu a vodících prstenců ze zeminy na beton C35/45. U zásypů změna materiálu ze zeminy na zásypový materiál. Obě dvě změny materiálu byly provedeny pomocí okrajových podmínek. Deaktivace sítí zeminy uvnitř tubusu spolu s úplným odvodněním vnitřku stavební jámy.
8. **Ustálení hydrogeologických podmínek** – nastavení původních hladin podzemní vody sítím, které se nacházejí v prostoru mezi ŽB konstrukcí čerpací stanice (tubus, deska, spodní vodící prstenec), štetovnicí a zátkou z nepropustné vrstvy Londýnských jílu.



Obrázek č. 33 Výpočtová fáze 7 - první výpočetní postup

Druhý výpočetní postup – jeho výpočetní fáze jsou pro přehlednost označeny *. Kopíruje technologický postup výstavby až do konce. To znamená, že v sedmé fázi nedochází k aktivaci základové desky. Tento postup umožní zjištění deformací dna stavební jámy a nejnepříznivější namáhání nejnižše položené části tubusu čerpací stanice. V 7. výpočtové fázi vznikají značné deformace dna stavební jámy a proto je nutné v dalším kroku vynulovat deformace. Bez vynulování deformací výpočet nekonverguje.

7. ***Aktivace tubusu** - popis fáze je shodný s popisem fáze č. 7 prvního výpočetního postupu vyjma jediného rozdílu, není zde aktivována základová deska (viz obrázek č. 34).



Obrázek č. 34 Výpočtová fáze 7 - druhý výpočetní postup*

8. ***Aktivace desky** - zpětná aktivace sítě desky spolu s aktivací změny materiálu sítě ze zeminy na beton (aktivace okrajové podmínky). Jelikož se v předešlé fázi projevily značné deformace dna stavební jámy (viz obrázek č. 57), bylo nutné pro zachování stability výpočtu vynulovat deformace.
9. ***Ustálení hydrogeologických podmínek** – viz výpočtová fáze 8 prvního výpočetního postupu.

4.5.5 Nastavení, náročnost a doba výpočtu

Nastavení výpočtu v softwaru Midas GTS NX je možné shlédnout v následujícím obrázku.

Analysis Control

General Nonlinear Age

Water Pressure

1. ☒ Automatically Consider Water Pressure

Initial Stage

2. ☒ Initial Stage for Stress Analysis 1:Původní_napjatost

3. ☒ Apply K0 Condition

4. ☒ Cut-Off Negative Effective Pressure

Initial Stress

☐ Estimate Initial Stress of Activated Elements

Final Calculation Stage

☒ End Stage ☐ Middle Stage 1:Původní_napjatost

☐ Specify Restart Stage

Restart Option

☒ Save only User Specified Stages

☐ If not Converged, Save its Previous Stage

☐ Save All Stages

Initial Temperature

☐ Initial Temperature By Value 0 [T]

Saturation Effects

☐ Consider Partially Saturated Effects for Stress Analysis

Max. Negative Pore Pressure

5. ☒ Max. Negative Pore Pressure Limit 0 kN/m^2

Initial Configuration

☐ Estimate Initial Configuration of Activated Nodes

OK Cancel

Obrázek č. 35 Nastavení výpočtu

Nastavení č. 1 - umožní výpočtu uvažovat zadané hydrogeologické podmínky (hladiny podzemní vody pro jednotlivé sítě).

Nastavení č. 2 - je zvolena výpočetní fáze, z které bude počítána původní napjatost.

Nastavení č. 3 - výpočet původní napjatosti pomocí zemního tlaku v klidu. Jeho hodnoty pro jednotlivé zeminové a konstrukční materiály lze shlédnout v tabulce č. 13.

Nastavení č. 4 – odstříhnutí negativních efektivních zemních tlaků, které do značené míry mohou výsledky výpočtu matematického modelu nadhodnotit.

Nastavení č. 5 – omezení vzniku negativního pórového tlaku uživatelem zvolenou hodnotou, která v tomto případě byla nula (vliv negativního pórového tlaku není v modelu uvažován).

V následující tabulce je možné shlédnout doby výpočtu jednotlivých výpočtových fází, jejich náročnost z hlediska počtu uzlů, elementů, stupňů volnosti, počtů rovnic a v neposlední řadě také celkovou dobu výpočtu.

Postup výstavby:	Doba výpočtu		Náročnost výpočtu			
	hod	min	Počet uzlů	Počet elementů	Počet stupňů volnosti	Počet rovnic
1) Původní napjatost	0	5	109 937	205 322	361 383	326 603
2) Úprava terénu	0	7	107 856	198 965	355 140	320 360
3) Aktivace štětovnice	4	30	107 856	204 625	340 026	336 818
4) Výkop na výškovou úroveň 61,6 m	0	50	97 974	181 899	310 380	307 172
5) Aktivace rozpěrného prstence	0	45	98 710	182 659	312 588	309 380
6) Tvarovaný výkop	9	29	75 862	140 133	244 044	240 836
7) Aktivace tubusu	6	3	74 070	124 712	238 668	235 460
8) Aktivace desky	0	10	78 878	135 571	253 092	249 884
9) Ustálení hydrogeologických podmínek	2	47	78 878	135 571	253 092	249 884
Celkem	24	46				

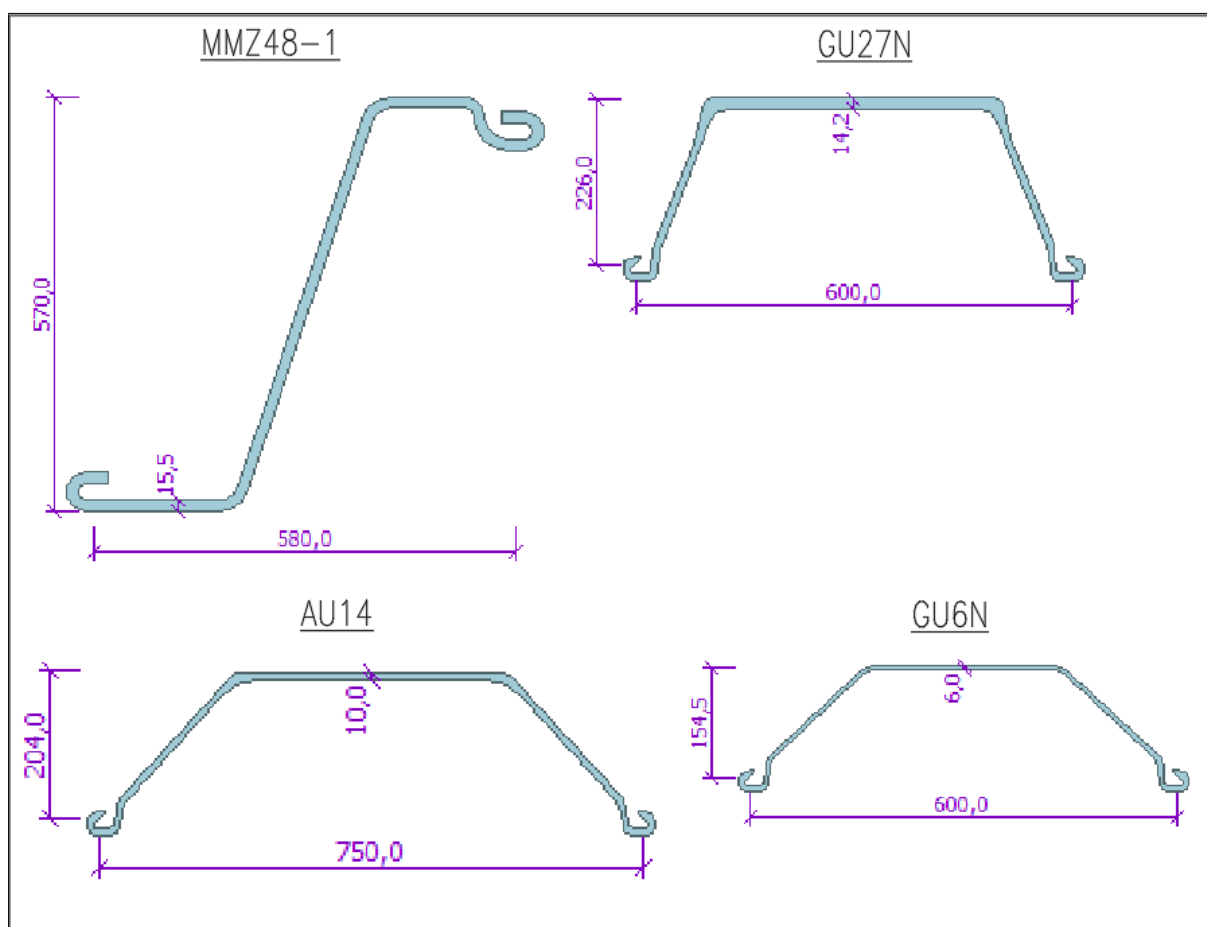
Tabulka č. 14 Doba a náročnost výpočtu

Vzhledem k náročnosti výpočtu je nutné zmínit i hardware, na kterém byl výpočet proveden a který má na jeho dobu zásadní vliv:

- Procesor – Intel Core i5-6300U
- Velikost operační paměti – 8 GB
- Typ paměťového média – SSD disk

4.5.6 Výstupy matematického modelu pro řešené štětovnice

Výpočet matematického modelu byl proveden pro několik štětovnic. Nejdříve byly ověřeny štětovnice, které byly navrženy pomocí programu GEO5 – Pažení posudek a pomocí ručního výpočtu. Na základě dalších výpočtů byla dle matematického modelu navržena štětovnice AU14. Poslední štětovnice, která se v porovnání výsledků níže vyskytuje je GU6N. Ta byla uvažována z důvodu prezentace, jak se v daných podmínkách chová štětovnice s výrazně nižší ohybovou tuhostí. Na následujícím obrázku je možné shlédnout tvary průřezů štětovnic.



Obrázek č. 36 Průřezy štětovnic [mm] [6]

V následující tabulce jsou prezentovány průřezové charakteristiky štětovnic, jejich návrhové únosnosti v ohybu, tlaku/tahu a také jejich idealizované parametry pro software Midas GTS NX.

Typ štětovnice	Průřezové charakteristiky				Únosnost průřezu		Idealizovaný parametry štětovnice		
	I_y [m ⁴ /m]	*[%]	$W_{el,min}$ [m ³ /m]	A [m ² /m]	N_{Rd} [kN/m]	MRd [kNm/m]	ρ_{IP} [kg/m ³]	h [m]	b [m]
MMZ48-1	1,37E-03	-	4,81E-03	3,07E-02	10898,50	1707,55	947,55	0,254	1
GU27N	6,06E-04	44,2	2,68E-03	2,07E-02	7341,40	951,40	838,01	0,194	
AU14	2,87E-04	20,9	1,41E-03	1,32E-02	4696,65	498,78	687,87	0,151	
GU 6N	9,67E-05	7,1	6,25E-04	8,90E-03	3159,50	221,88	664,85	0,105	

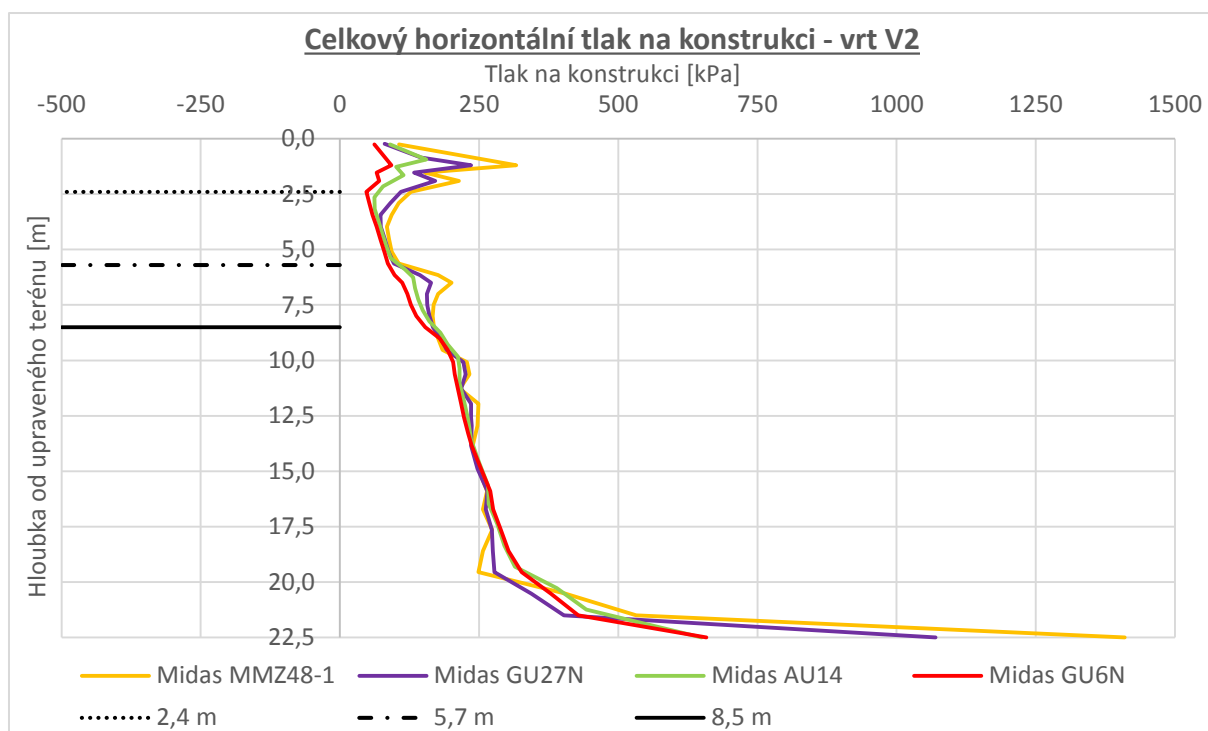
Tabulka č. 15 Průřezové charakteristiky, únosnosti průřezů a idealizované parametry štětovnic

Pozn.: *je procentuální podíl I_y dané štětovnice k štětovnici MMZ48-1

Výstupy výpočtů pro jednotlivé štětovnice jsou porovnány na návrhové situaci vrtu V2, kde vykazoval výpočet v programu GEO5 – Pažení posudek a ruční výpočet nejnepříznivější namáhání konstrukce z hlediska vnitřních sil. Pro porovnání byly použity výsledky 6. výpočtové fáze, která je z hlediska návrhu štětovnice a rozpěrného prstence nejkritičtější. V obrázcích této kapitoly, které prezentují porovnání sledovaných veličin jednotlivých štětovnic, se vyskytují následující tři hloubkové úrovně:

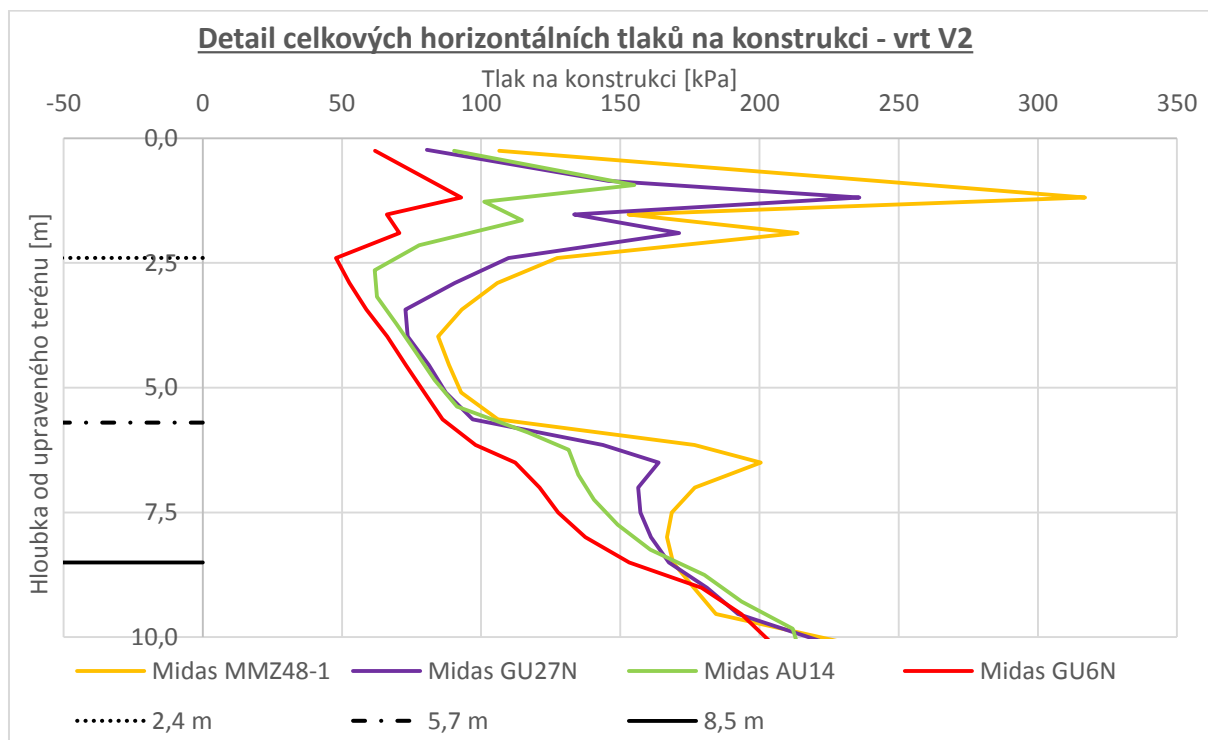
- 2,4 m – osa rozpěrného prstence (výšková úroveň 62,1 m)
- 5,7 m – polovina vzdálenosti mezi dnem tvarovaného výkopu a spodní hranou rozpěrného prstence (výšková úroveň 58,8 m)
- 8,5 m – dno tvarovaného výkopu (výšková úroveň 56,0 m)

Na obrázku č. 37 jsou prezentovány průběhy celkových horizontálních tlaků, které působí na jednotlivé štětovnice. Z výsledků je zřejmé, že se vliv vyšší tuhosti na průběh tlaků projevuje především v horní části stavební jámy, kde dochází k odtěžení zeminy a ve spodní části stavební jámy, kde je štětovnice vetknuta do vrstvy Londýnských jílu. Průběh tlaků jednotlivých štětovnic v hloubce 7,5 až 17,5 m je obdobný.



Obrázek č. 37 Výstupy Midas - porovnání celkových horizontálních tlaků na konstrukci

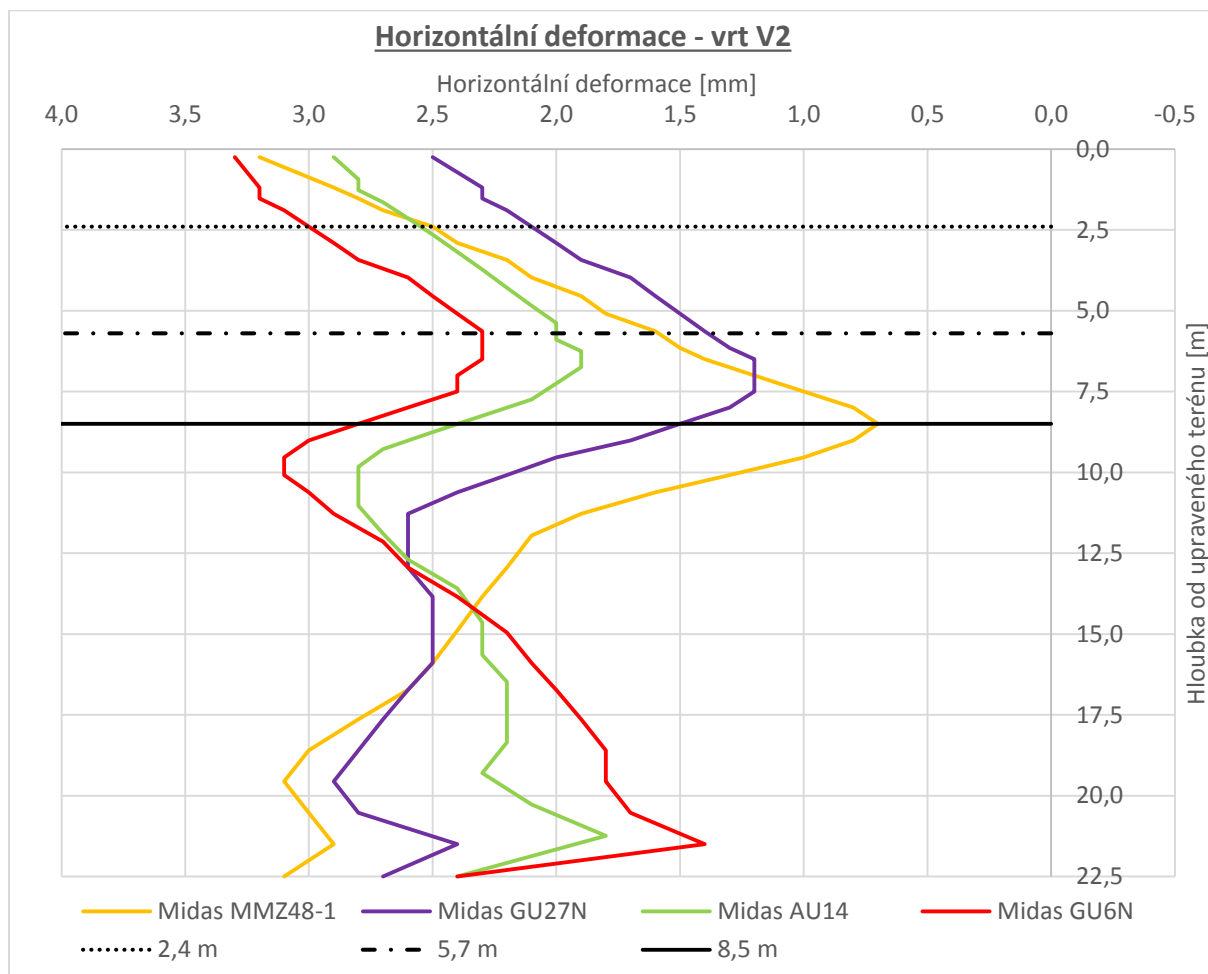
Na následujícím obrázku je prezentován detail průběhu zemních tlaků znázorňující horní část štětovnice.



Obrázek č. 38 Výstupy Midas - detail průběhu celkových horizontálních tlaků v horní části konstrukce

Dva skoky v průběhu tlaků v hloubce 0 až 2,5 m jsou patrné v určitém měřítku pro všechny štetovnice. Tyto skoky jsou projevem redistribuce horizontálních zemních tlaků v blízkosti podpory (rozpěrného prstence). Další vrchol či zlom v průběhu zemních tlaků je více patrný pouze u štetovnice MMZ48-1 a GU27N v hloubce přibližně 6 m. Tento přírůstek zatížení je dán rozhraním vrstev formace Windlesham a také skokovým přírůstkem pórových tlaků.

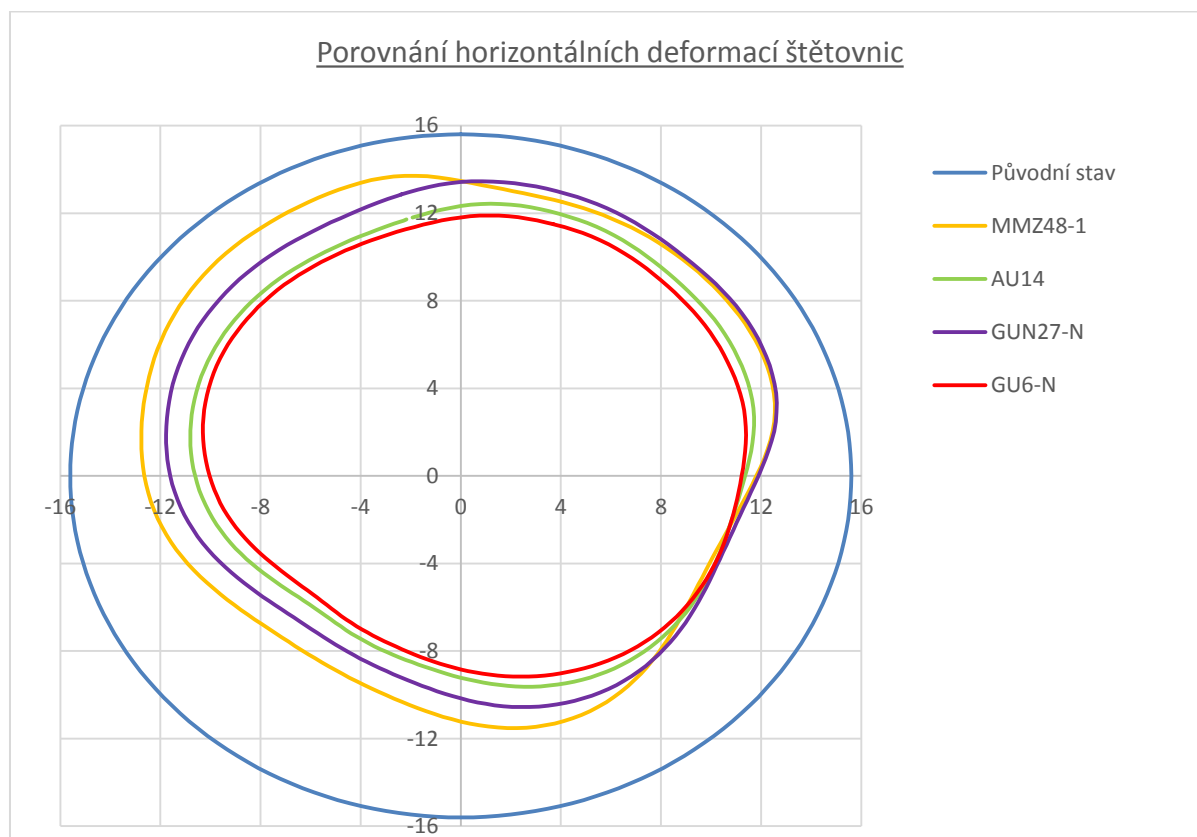
Na následujícím obrázku jsou prezentovány horizontální deformace štetovnic.



Obrázek č. 39 Výstupy Midas - Horizontální deformace štetovnic

Velká ohybová tuhost štetovnice MMZ48-1 dává vzniknout atypickému průběhu deformací, které připomínají otočené písmeno V. Tento jev je patrný především ve spodní části konstrukce od hloubky 12 m, kdy se štetovnice dále deformuje směrem do stavební jámy. Místem zlomu, kolem kterého deformace probíhá, je dno stavební jámy. Tento jev je zčásti zjevný i u štetovnice GU27N, zde už ale nižší ohybová tuhost od hloubky 12,5 m neumožňuje takový průběh deformace jak je tomu u štetovnice MMZ48-1. Štetovnice AU14 a GU6N už vykazují

poddajnější chování vůči působícímu zatížení a okolnímu prostředí. Průběh horizontálních deformací po obvodu štětovnice v hloubce 5,7 m je patrný z následujícího obrázku.



Obrázek č. 40 Výstupy Midas - porovnání horizontálních deformací štětovnic v hloubce 5,7 m

Pozn.: Deformace jsou vykresleny v měřítku 1500:1 vůči štětovnici

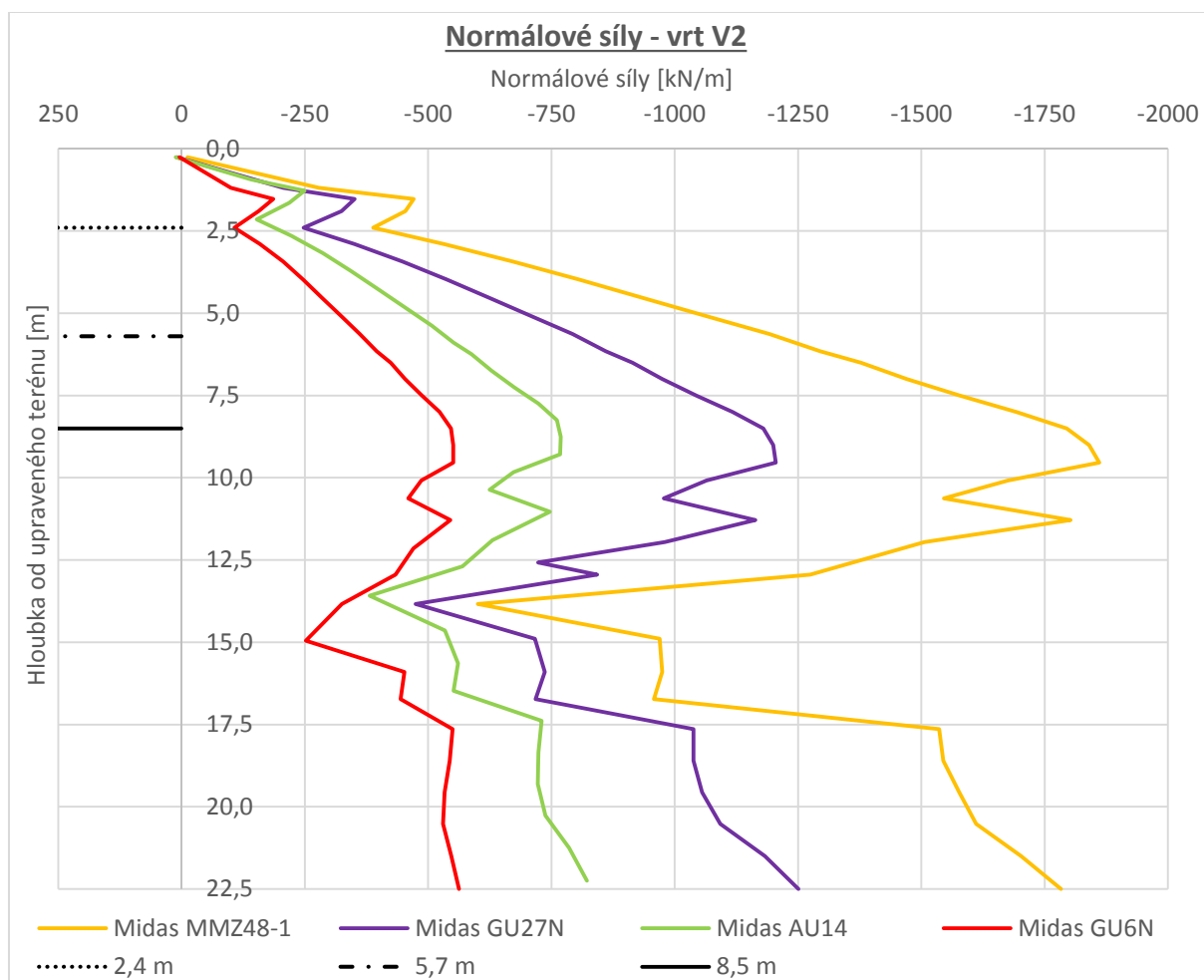
V následující tabulce je možné shlédnout minimální a maximální horizontální deformace v hloubce 5,7 m pro jednotlivé štětovnice.

Typ štětovnice	Deformace [mm]	
	minimální	maximální
MMZ48-1	1,08	3,62
GU27N	1,36	4,28
AU14	1,99	4,82
GU6N	2,32	5,09

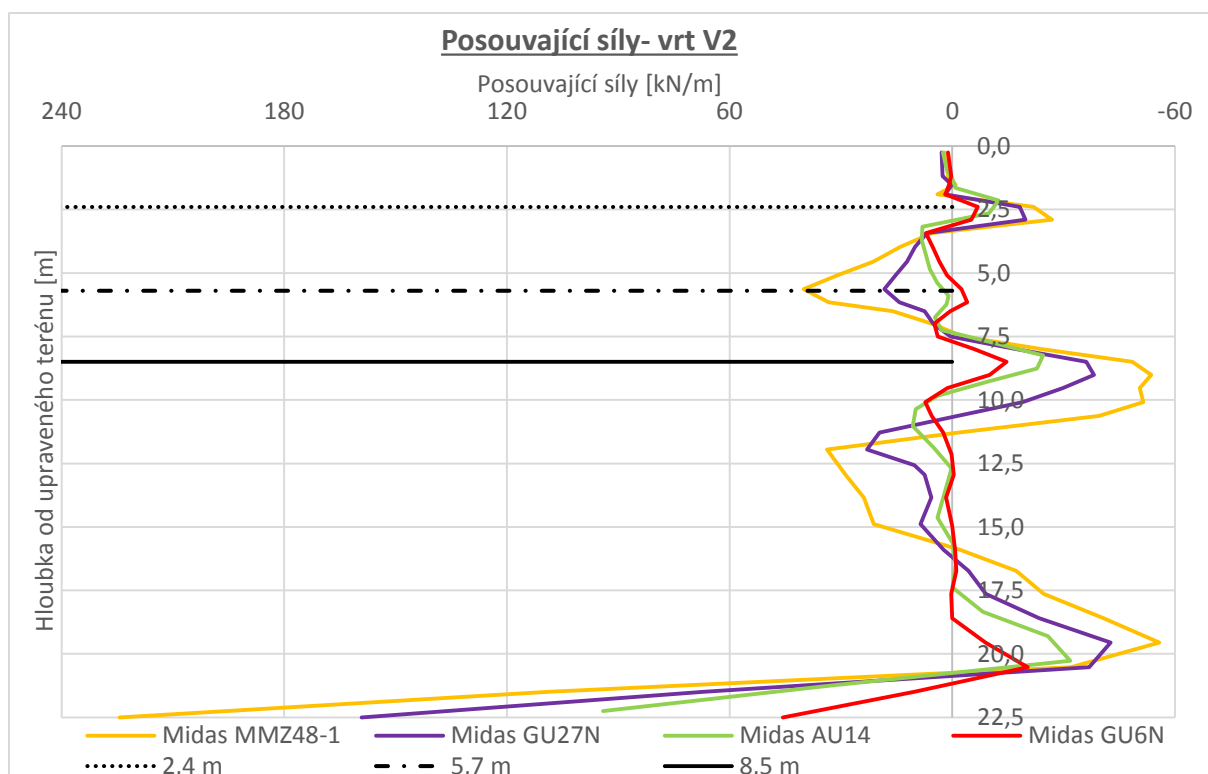
Tabulka č. 16 Minimální a maximální deformace v hloubce 5,7 m

Z výše popsaných průběhů deformací a jejich hodnot bylo zjištěno, že je zde efektivně využit efekt kruhového tvaru stavební jámy. Z hor. def. v hloubce 5,7 m je patrné, že konstrukce není po obvodu konstantně zatížena, avšak nerovnoměrnost zatížení nedosahuje takových hodnot, aby způsobila nestabilní chování konstrukce.

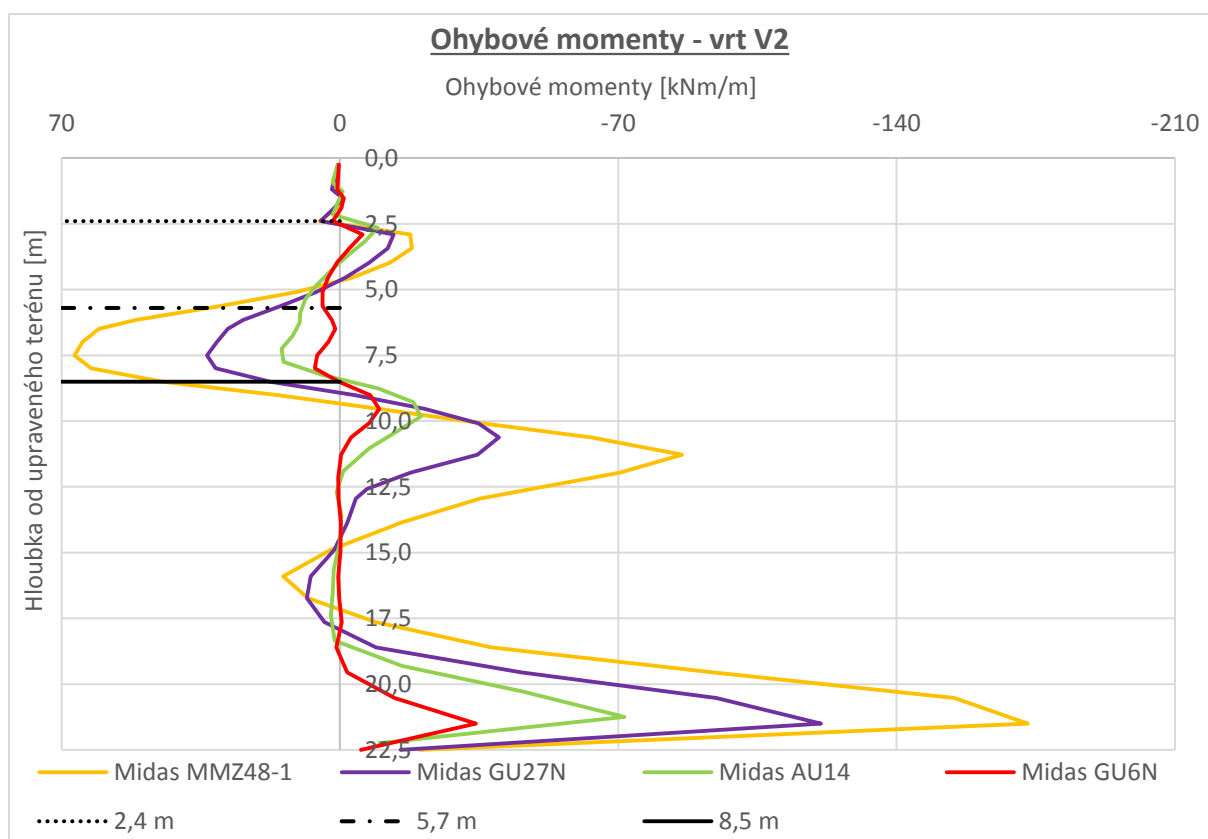
Na následujících třech obrázcích je možné shlédnout průběhy vnitřních sil.



Obrázek č. 41 Výstupy Midas – průběhy normálových sil



Obrázek č. 42 Výstupy Midas – průběhy posouvajících sil



Obrázek č. 43 Výstupy Midas – průběhy ohybových momentů

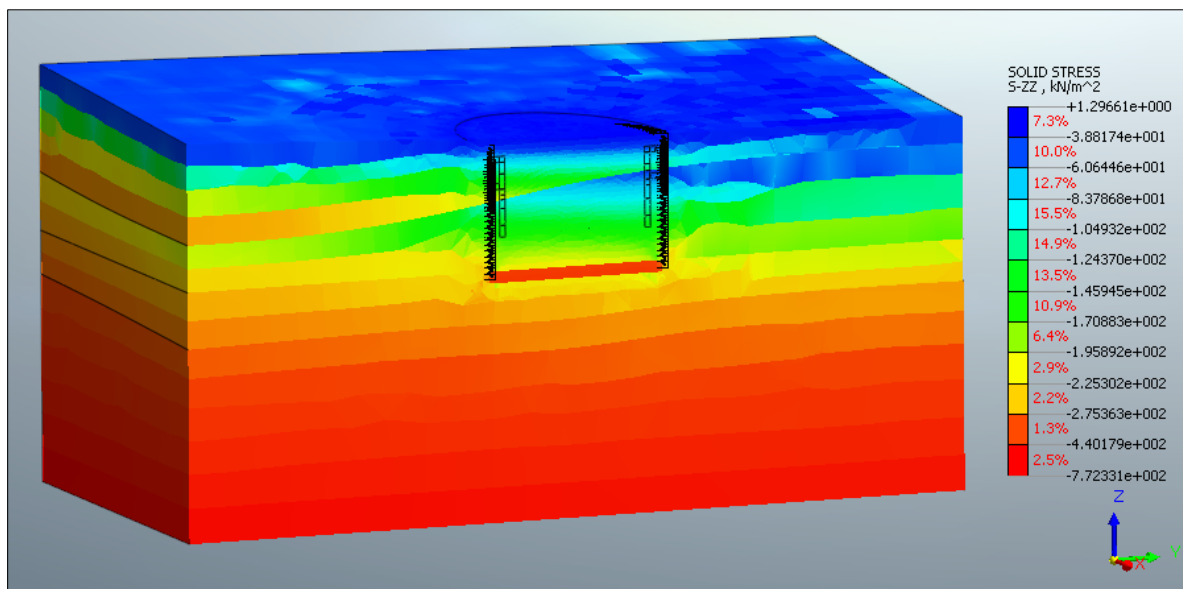
Na obrázku č. 37, kde byly porovnávány celkové horizontální tlaky na konstrukci, byly pozorovány určité rozdíly v průběhu zemních tlaků, přičemž tento trend byl podobný i u porovnání deformací. Tyto rozdíly, ale nebyly až tak patrné jak je tomu u vnitřních sil jednotlivých štětovic, kde vnitřní síly např. štětovnice AU14 jsou téměř poloviční oproti štětovnici MMZ48-1.

Pro finální návrh a posouzení byla zvolena štětovnice AU14, která je posouzena v kapitole 4.5.8.

4.5.7 Výstupy matematického modelu pro štětovnici AU14

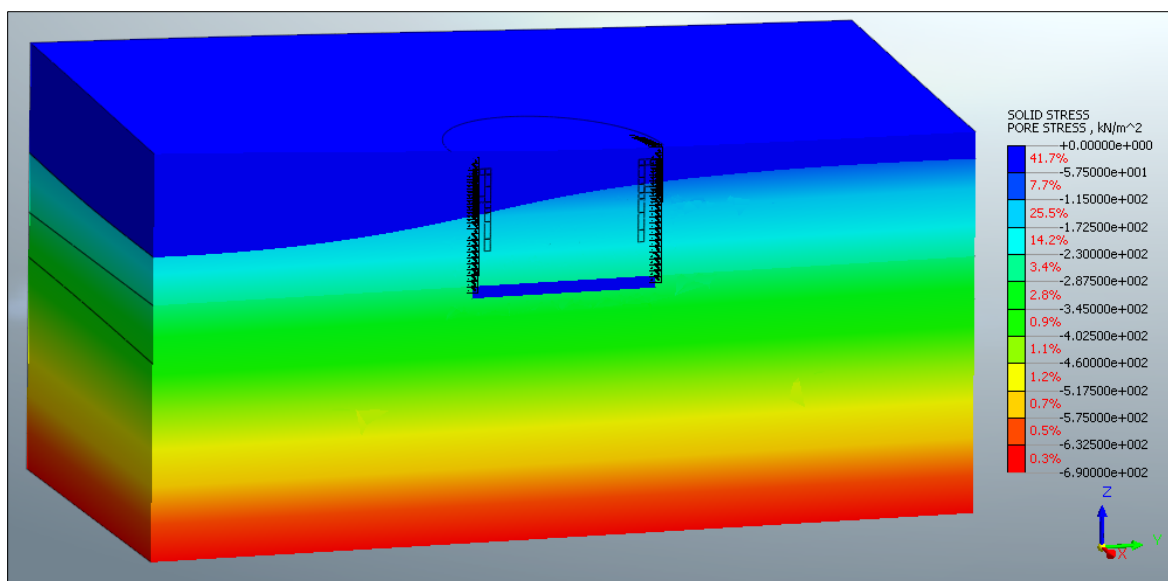
V této kapitole jsou prezentovány a popsány grafické výstupy z matematického modelu pro jednotlivé výpočetní fáze.

1. Původní napjatost



Obrázek č. 44 Původní napjatost - průběh svislých efektivních napětí [kPa]

Pro vykreslení svislých efektivních napětí a pórových tlaků byly použity pouze hodnoty jednotlivých uzlů místo jejich průměrných hodnot, které přinášejí plynulejší přechody. Volba vykreslení jenom pomocí hodnot jednotlivých uzlů byla zvolena z toho důvodu, že jsou lépe patrné rozdíly v efektivních napětích a pórových tlacích na rozhraní vrstev 1 a 2 formace Windlesham. Tento skok v efektivním napětí je dán artézskou vodou, která se nachází ve vrstvě 2. Nalevo od stavební jámy je vliv artézske vody nejznatelnější a to z důvodu malé mocnosti vrstvy 1. Na obrázku č. 45 jsou prezentovány průběhy pórových tlaků, na kterých lze snadno pozorovat nejen skokový nárůst pórových tlaků na rozhraní vrstev 1 a 2, ale i samotný průběh rozhraní mezi zmíněnými geologickými vrstvami. Na dně stavební jámy je patrná zátka z Londýnských jílu – nepropustná vrstva. Její použití má vliv v pozdějších výpočetních fázích, kde zajišťuje těsnost stavební jámy.



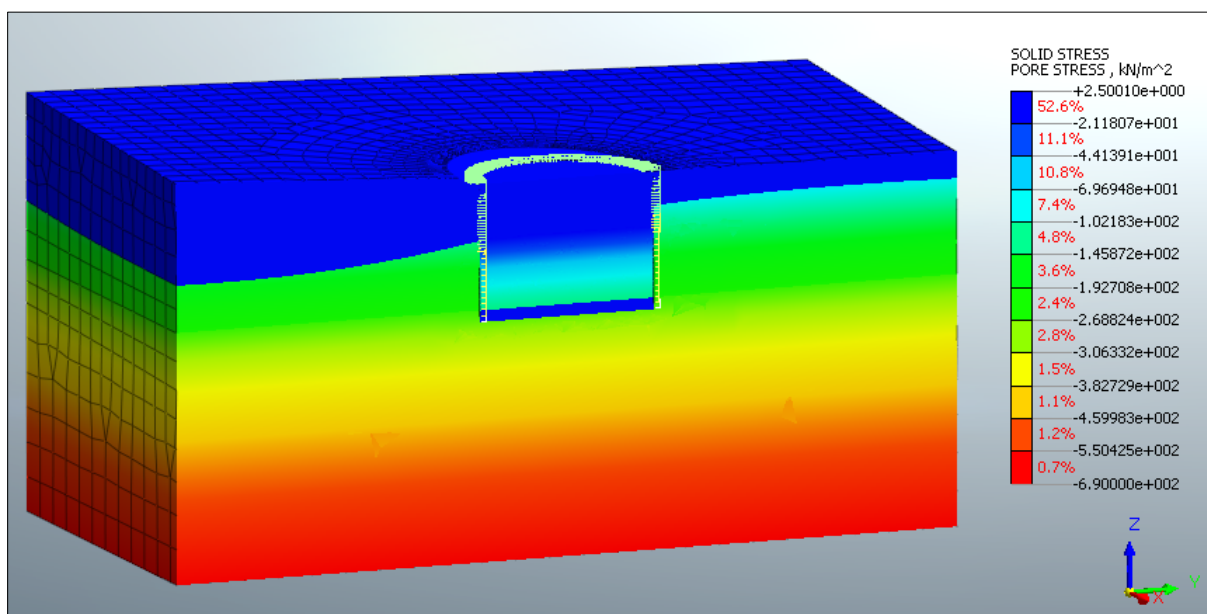
Obrázek č. 45 Původní napjatost - průběh pórových tlaků [kPa]

2. Úprava terénu

Vliv této výpočtové fáze na průběh zemních tlaků a deformací je z hlediska výsledného stavu zanedbatelný, proto nejsou pro tuto fázi výstupy prezentovány.

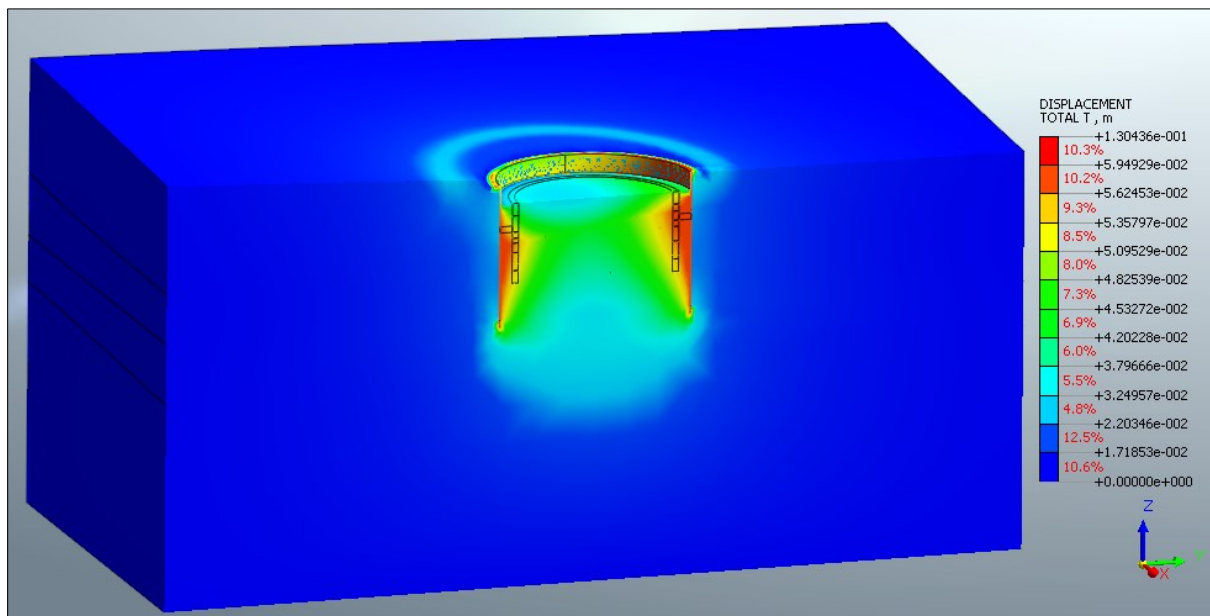
3. Aktivace štětovnice

V této fázi došlo k odvodnění vnitřku stavební jámy na výškovou úroveň 55 m, změnu pórových tlaků uvnitř stavební jámy lze pozorovat na následujícím obrázku.



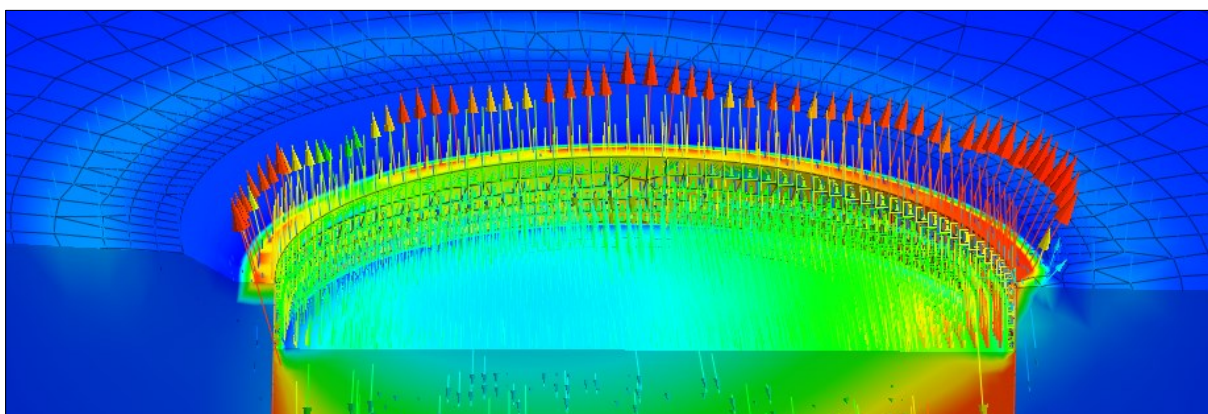
Obrázek č. 46 Aktivace štětovnice - průběh pórových tlaků [kPa]

4. Výkop na 61,6 m



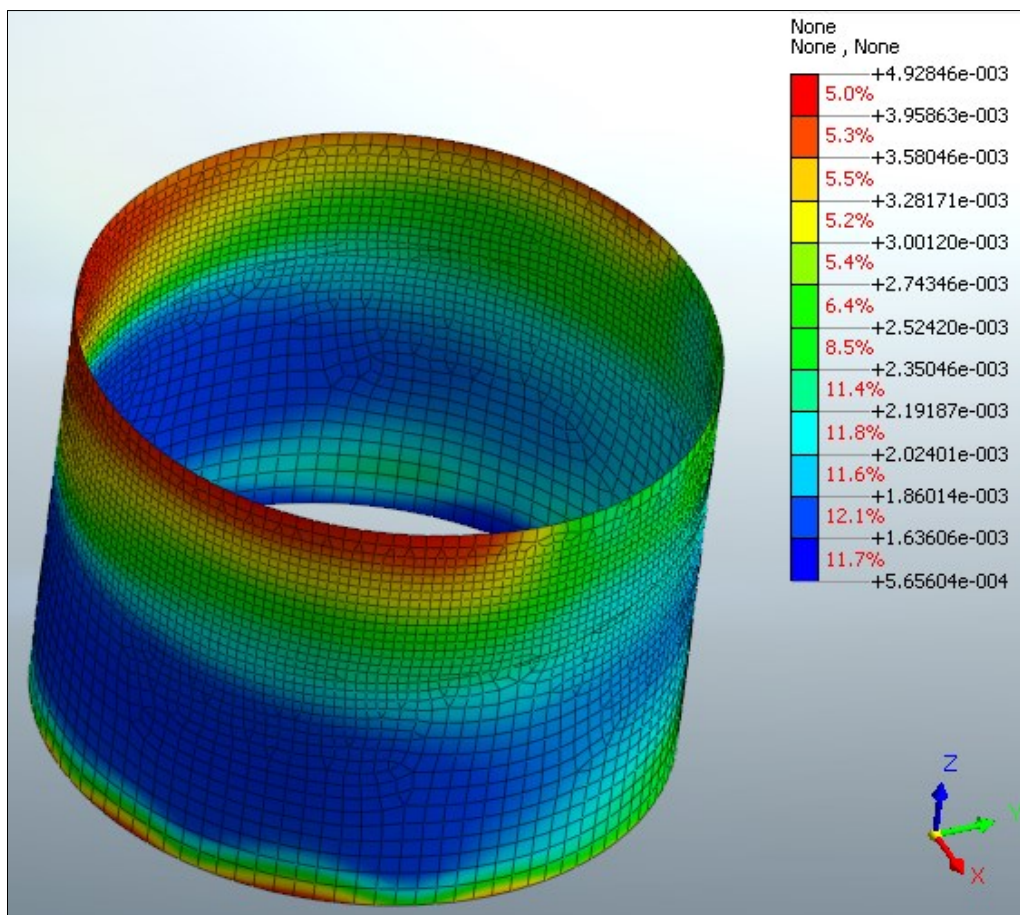
Obrázek č. 47 Výkop na 61,6 m - průběh totálních deformací [m]

Z průběhu totálních deformací je patrný výrazný vliv rozhraní mezi vnějším povrchem štětovnice a zeminou. Zde jsou deformace nižší, než je tomu na vnitřním povrchu štětovnice, kde rozhraní (interface) není uvažováno. Lze také pozorovat postup deformace od přitížení povrchu až ke štětovnici. Nejvýraznější vliv přitížení je u horního okraje štětovnice, kde přitížení způsobilo deformace zeminy v rozmezí 4,5 až 10 cm, směr těchto deformací je patrný z následujícího obrázku.



Obrázek č. 48 Směry totálních deformací zeminy v okolí horního okraje stavební jámy

Na následujícím obrázku je možné shlédnout průběh horizontálních deformací štětovnice. Největší deformace vznikají u horního okraje stavební jámy v místech, kde se vyskytuje terén upravený svahováním. Z průběhu deformací je patrné i dno stavební jámy, které se nachází na přechodu světle zelené a tmavě modré barvy.



Obrázek č. 49 Horizontální deformace na konstrukci [m]

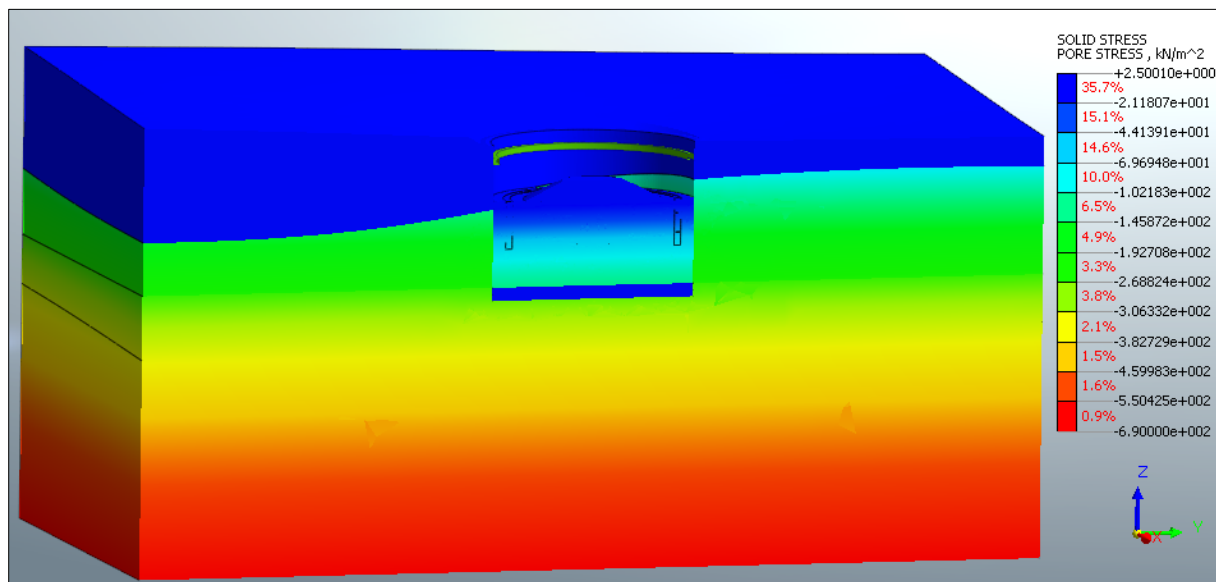
Průběh horizontálních deformací není v softwaru Midas GTS NX běžnou volbou, ale musel se nechat dodatečně vypočítat z již nastavených výsledků pomocí funkce Calculation. Nastavení této funkce pro výpočet je možné shlédnout v příloze č. 12.

5. Aktivace rozpěrného prstence

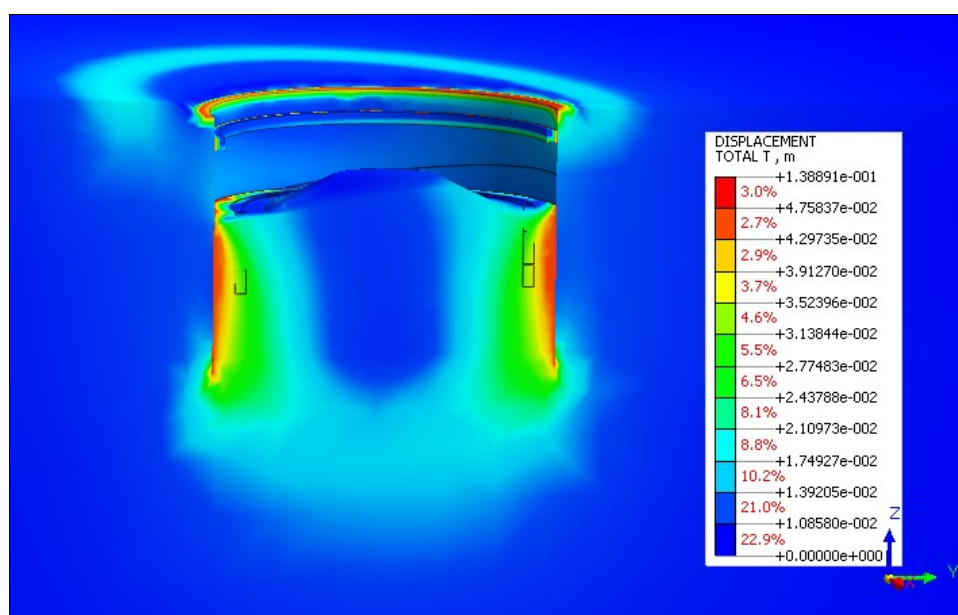
Fáze slouží pouze k aktivaci rozpěrného prstence, proto nejsou výstupy pro tuto výpočtovou fázi prezentovány.

6. Tvarovaný výkop

Součástí této fáze krom odtěžení zeminy bylo i úplné odvodnění vnitřku stavební jámy. Vliv odvodnění je patrný na průběhu pórových tlaků, viz následující obrázek.

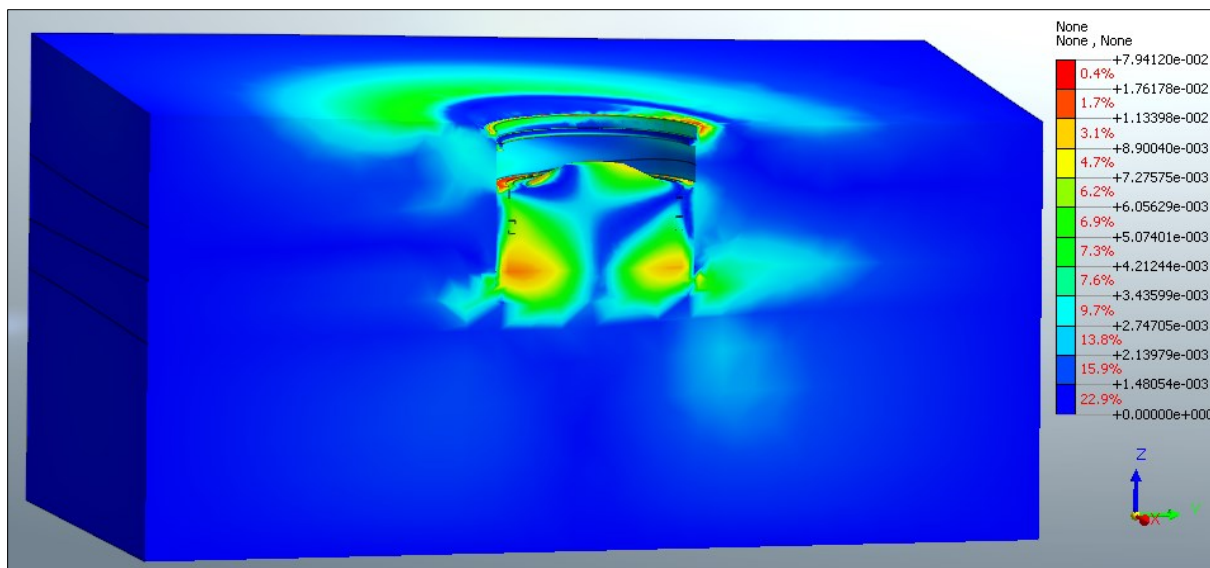


Obrázek č. 50 Tvarovaný výkop - průběh pórových tlaků [m]



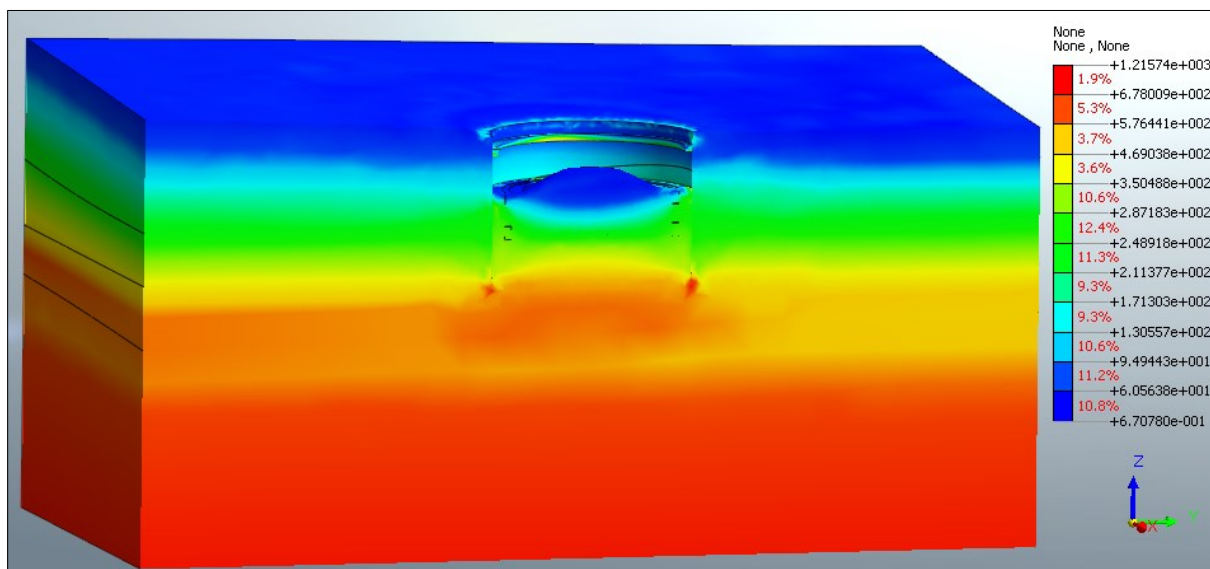
Obrázek č. 51 Tvarovaný výkop – totální deformace [m]

Z obrázku č. 51 je patrné, že i nejkritičtější fáze výstavby nezpůsobuje výraznější deformace štětovnice popřípadě rozpěrného prstence. Největší deformace vznikají na rozhraní zeminy a štětovnice uvnitř stavební jámy. Pro přehlednější prezentaci jsou na obrázku níže prezentovány deformace pouze v horizontálním směru.



Obrázek č. 52 Tvarovaný výkop - horizontální deformace [m]

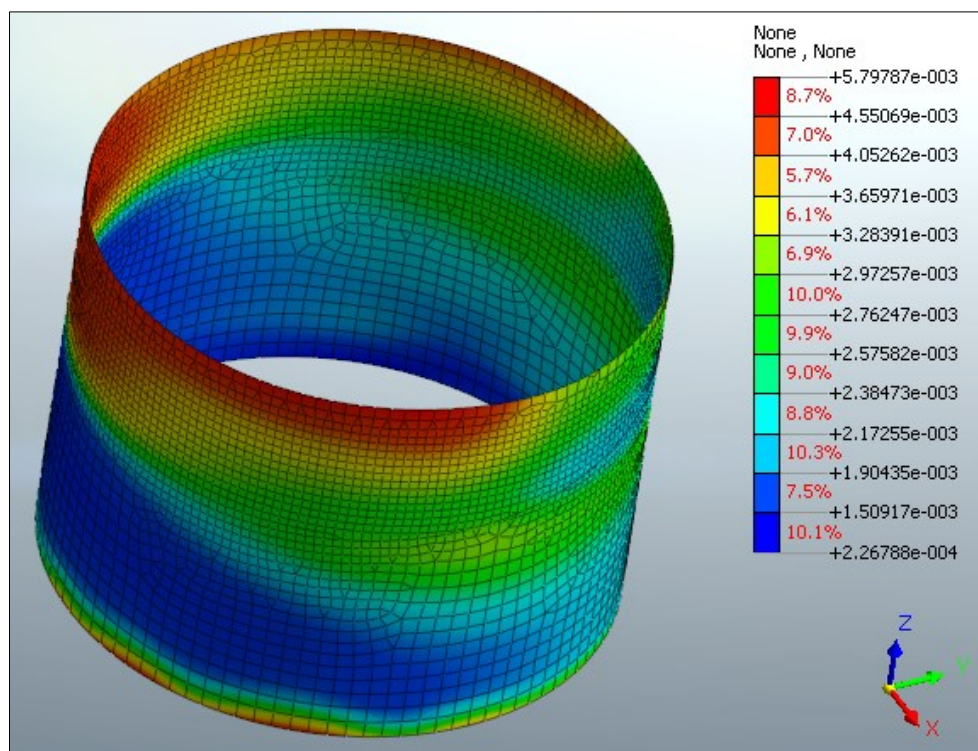
Z průběhu horizontálních deformací je patrný vliv rozhraní na vnějším kontaktu štětovnice a zeminy. Kdyby rozhraní uvažováno nebylo, měly by horizontální deformace vně stavební jámy u paty štětovnice stejný průběh jako je tomu uvnitř stavební jámy.



Obrázek č. 53 Tvarovaný výkop - totální horizontální tlaky [kPa]

Totální horizontální tlaky byly vypočteny pomocí funkce Calculation viz příloha č. 12. Na obrázku je prezentován průběh i hodnoty jakých dosahují.

Na následujícím obrázku je možné shlédnout pouze horizontální deformace štetovnice.



Obrázek č. 54 Tvarovaný výkop - horizontální deformace štetovnice [m]

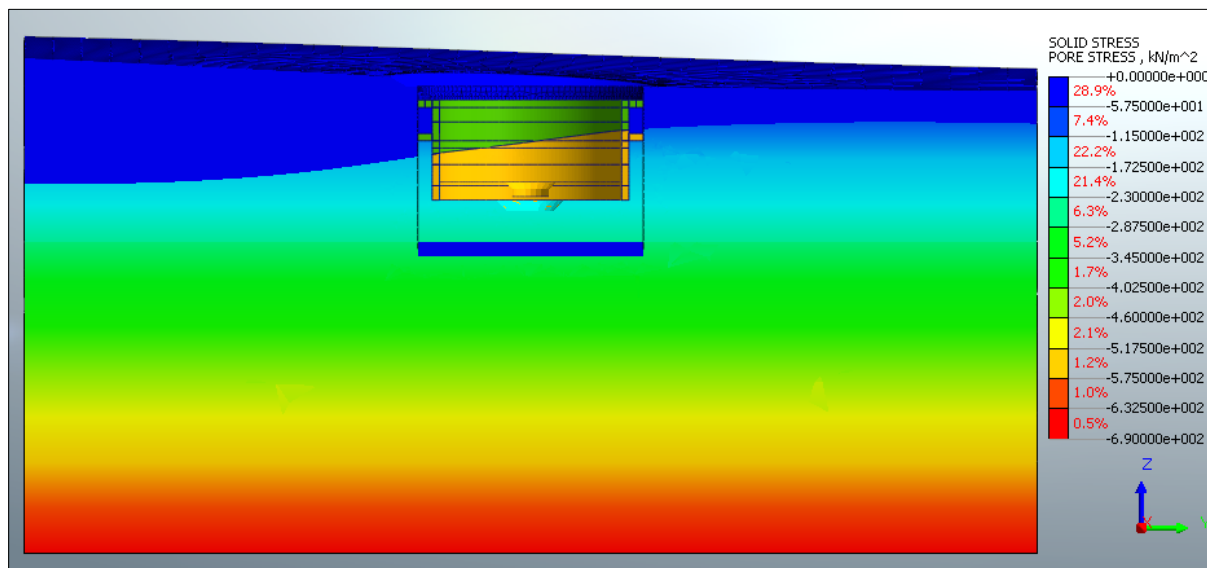
Je patrné, že maximální deformace má hodnotu 5,8 mm. Kromě horizontálních deformací jsou důležité i vnitřní síly, na které byla následně štetovnice posouzena. Problematika vnitřních sil a posouzení štetovnice je řešena v kapitole 4.5.8.

7. Aktivace tubusu – první výpočetní postup

V této fázi došlo k aktivaci železobetonových prvků a zásypů. Výsledné deformace jsou předmětem zájmu až v následující výpočetní fázi, kde jsou prezentovány.

8. Vyrovnání hydrogeologických podmínek

Součástí této fáze byla aktivace pórových tlaků uvnitř stavební jámy na původní úroveň, viz následující obrázek.



Obrázek č. 55 Vyrovnání hydrogeologických podmínek - pórové tlaky [kPa]

Výstupem této fáze byly návrhové vnitřní síly rozpěrného prstence (viz kap. 4.5.10), spodního vodícího prstence (viz. kap 4.5.11) a vnitřní síly prvních 4 částí tubusu čerpací stanice.

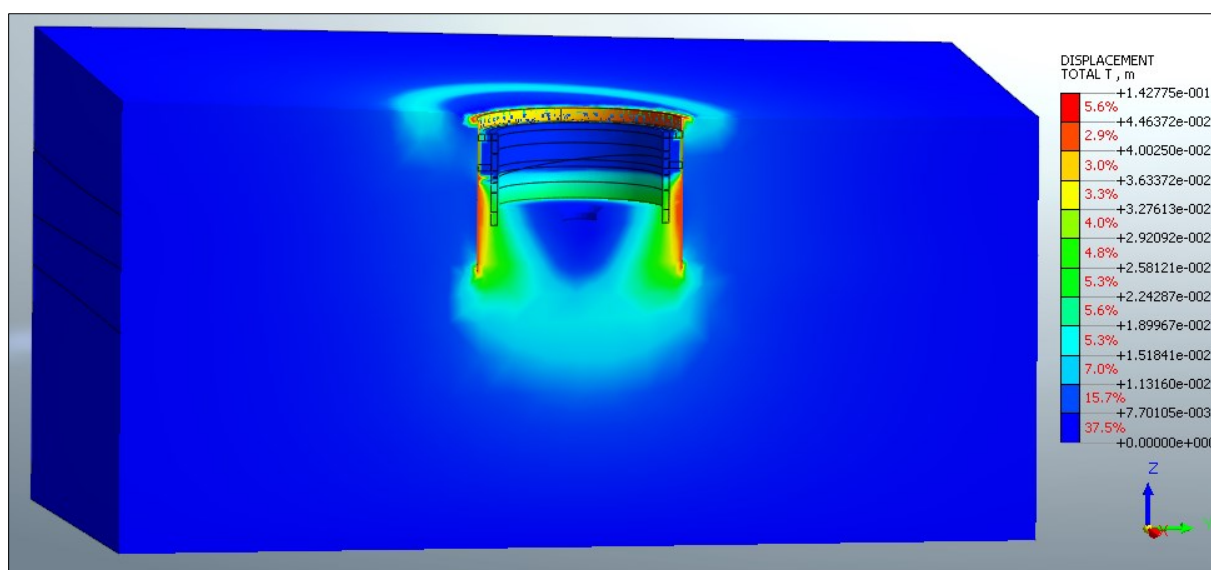
Zatěžovací stav	1. část		2. část		3. část		4. část	
	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fx [kN]	Mz [kNm]	Fx [kN]	Mz [kNm]
1	573,56	99,96	-1034,50	87,28	-4011,80	199,03	-823,78	224,31
2	547,45	-98,93	-1065,40	-81,49	-4069,00	-203,51	-853,08	-225,73
3	595,05	85,84	-984,22	-80,37	-3940,90	153,04	-748,11	-209,61
4	471,81	91,05	-1163,20	-77,24	-4075,20	-179,25	-971,89	205,34

Tabulka č. 17 Zatěžovací stavy pro části tubusu 1 až 4

Výše zmíněné vnitřní síly jsou přibližné a to z toho důvodu, že byl tubus rozdělen na prstence, které mají průřez o šířce 1 m a o výšce přibližně 3 m (v závislosti na daném tubusu). Z tohoto průřezu o daných rozměrech byly vypočteny vnitřní síly pomocí funkce LDF Sum. Aproximace tak velkého průřezu může vnést do výsledku značné zkreslení, avšak pro představu jak bude tubus namáhán, jsou dostačující. Z výsledků je patrné, že nejvíce bude namáhána třetí část tubusu, která se nachází pod úrovní spodního vodícího prstence. Je to dáno tím, že tato část tubusu je v kontaktu se zemínou, v které jsou aktivovány pórové tlaky na původní úroveň. U čtvrté části tubusu je namáhání znatelně nižší. Důvodem je, že spodní úroveň této části se

nachází 0,5 m pod horní úrovní základové desky. Tzn., určitý podíl zatížení této části tubusu se roznese do základové desky a část se přenese do části tubusu nad ní, respektive do části 3. To je důvod poklesu vnitřních sil čtvrté části tubusu. U druhé části tubusu je také znatelný pokles v hodnotách vnitřních sil. Pokles je dán polohou této části tubusu, na kterou již působí pouze zatížení od okolní zeminy a také její spodní část se nachází v místě spodního vodícího prstence, který také přebírá část zatížení. U vrchní části tubusu bylo zjištěno, že je celý namáhán tahem. Tato změna v působení normálových sil je kombinací následujících faktorů: spolupůsobení složité konstrukce, skokové změny v zatížení tubusů nacházejících se níže a v neposlední řadě také aproximací velkého průřezu pomocí funkce LDF Sum.

Jedním ze zásadních výstupů této výpočtové fáze je posouzení celé konstrukce vůči vztlaku, které lze posoudit na průběhu celkových deformací. Jak je patrné z obrázku níže, hodnoty totálních deformací konstrukce tubusu jsou znatelné pouze v jeho spodní části pod úrovní spodního vodícího prstence. Nad úrovní tubusu se již deformace téměř neprojevují. Z hlediska stability proti porušení vztlakem konstrukce *VYHOVUJE*.



Obrázek č. 56 Vyrovnání hydrogeologických podmínek - totální deformace [m]

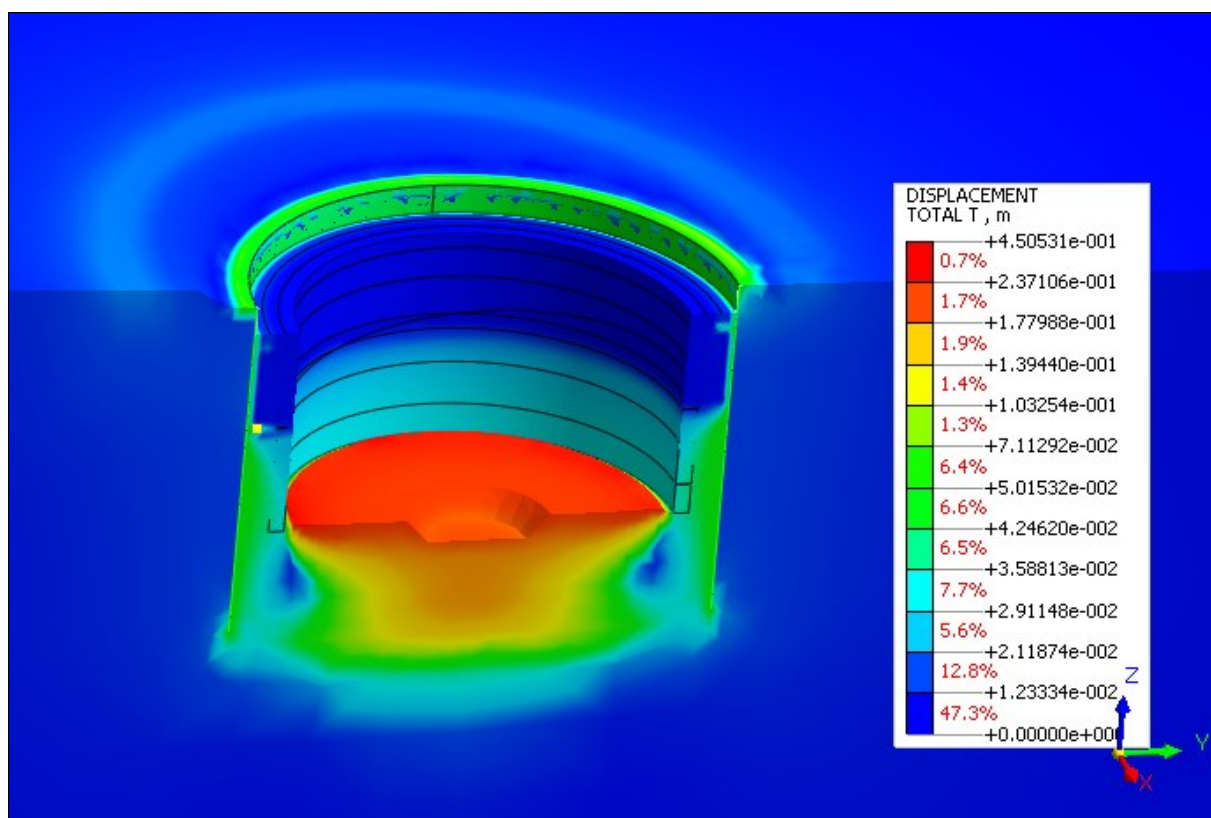
7. *Aktivace tubusu (druhý výpočetní postup)

Výstupem pro tuto fázi jsou návrhové vnitřní síly 5. části tubusu. Z výsledků je patrné, že spodní část tubusu je namáhána prostým tlakem.

Zatěžovací stavy	5. část	
	F _x [kN]	M _z [kNm]
1	-307,97	0,94
2	-305,83	-0,99
3	-295,19	-0,41
4	-316,17	0,05

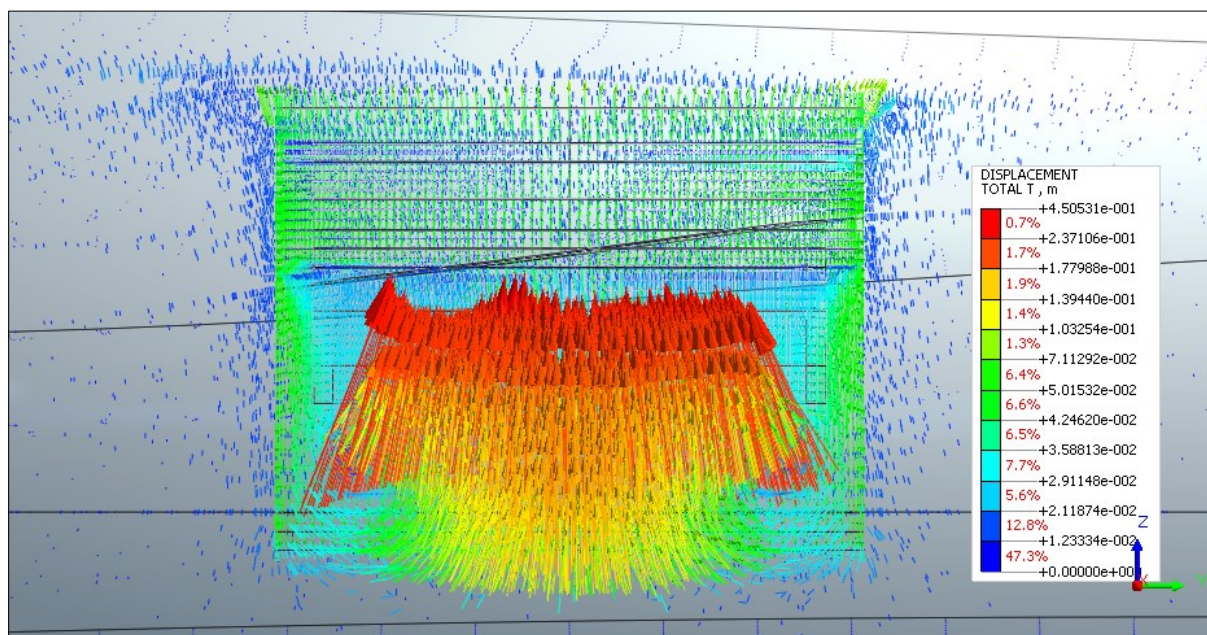
Tabulka č. 18 Zatěžovací stavy pro část tubusu 5

Výstupem této fáze jsou také deformace dna stavební jámy, které jsou prezentovány na obrázku č. 57. Maximální hodnota deformace dna stavební jámy je 45 cm. Tato hodnota bude vůči skutečnosti zkreslena. Je to dáno použitím Mohr-Coulomb konstitutivního vztahu pro zeminy.



Obrázek č. 57 *Aktivace tubusu (druhý výpočetní postup) - Totální deformace dna

Pro ukázkou názornějšího chování dna stavební jámy je na následujícím obrázku prezentován detail vektorů totálních deformací.



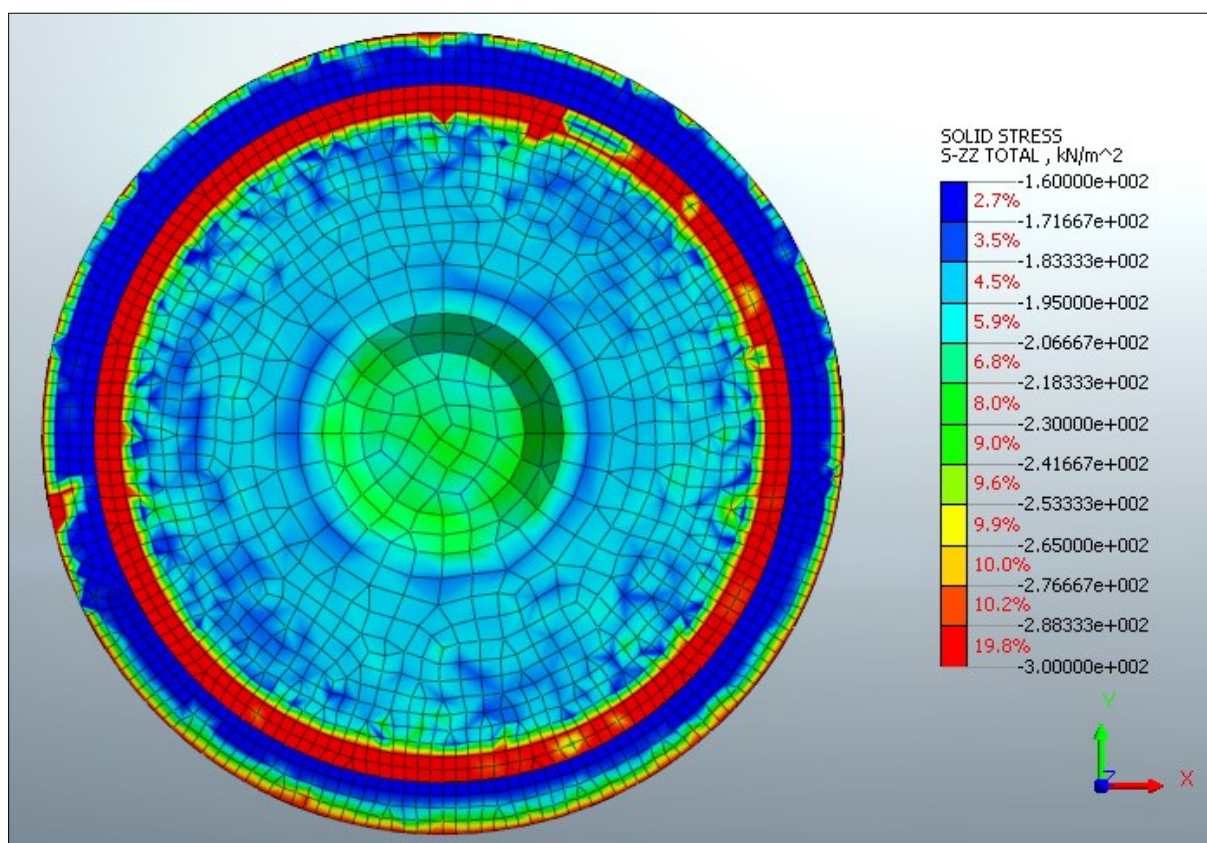
Obrázek č. 58 *Aktivace tubusu (druhý výpočetní postup) – Vektory totálních deformací [m]

8. *Aktivace desky (druhý výpočetní postup)

U této výpočtové fáze nejsou výsledky posunů prezentovány z toho důvodu, že v ní proběhlo vynulování deformací.

9. *Ustálení hydrogeologických podmínek – druhý výpočetní postup

Výstupem této výpočetní fáze je návrhové zatížení základové desky, které bylo zjištěno pomocí svislých totálních tlaků na síti zeminy. Krajní prstenec převážně tmavě modřejší barvy je zemina okolo tubusu čerpací stanice. Prstenec tvořený převážně červenou barvou je místo kontaktu tubusu čerpací stanice se zeminou a zbylý kruhová plocha směrem do středu stavební jámy je kontakt zeminy se základovou deskou. Pro potřeby vykreslení byla upravená škála výsledků tak, aby byly patrné změny v zatížení na základovou desku.

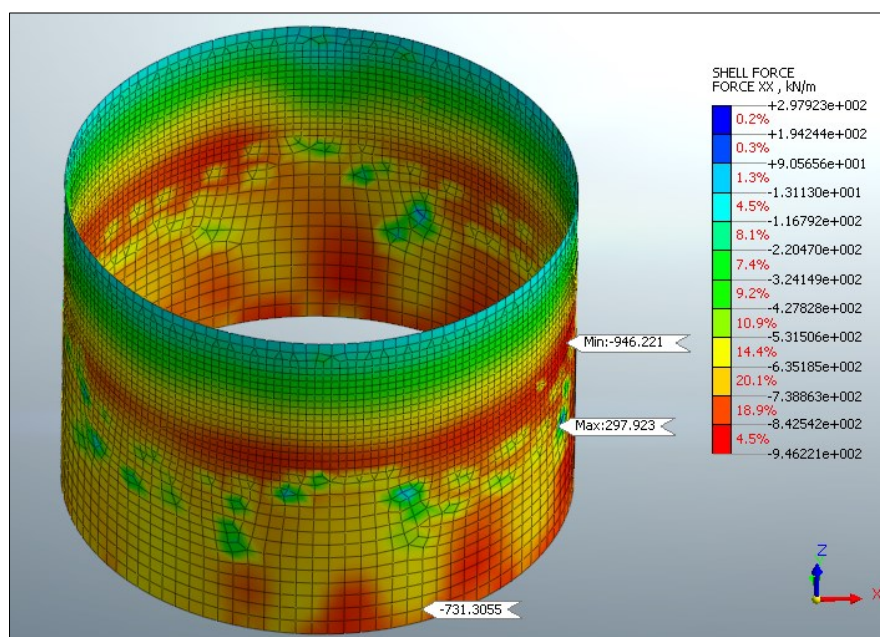


Obrázek č. 59 Návrhové zatížení základové desky [kPa]

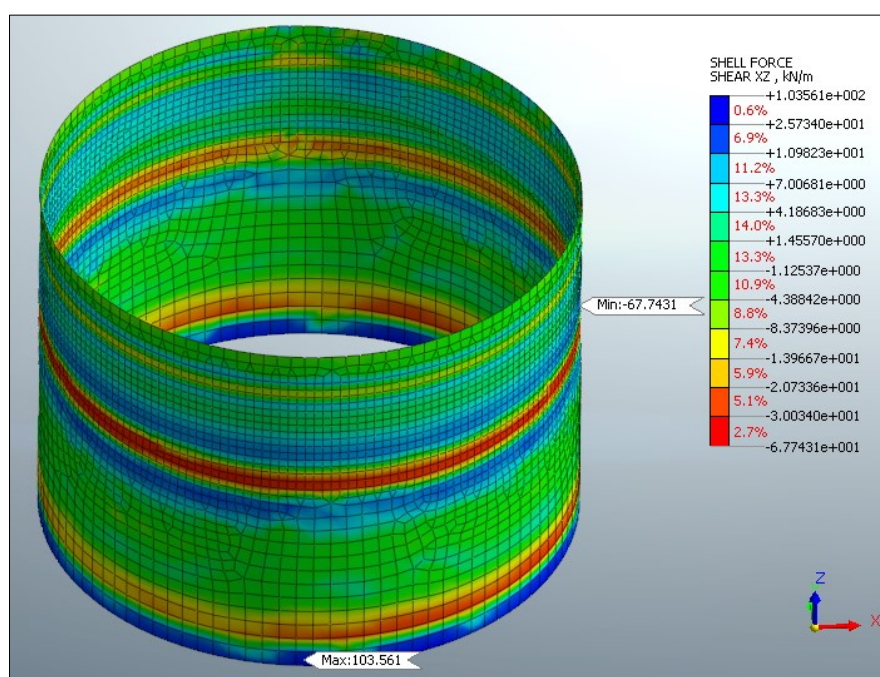
Zatížení základové desky se pohybuje v rozmezí 185 až 230 kPa. Největší zatížení se nachází ve středu stavební jámy a jeho okolí, směrem k tubusu čerpací stanice zatížení klesá až na hodnotu 180 kPa.

4.5.8 Posouzení navržené štetovnice AU 14

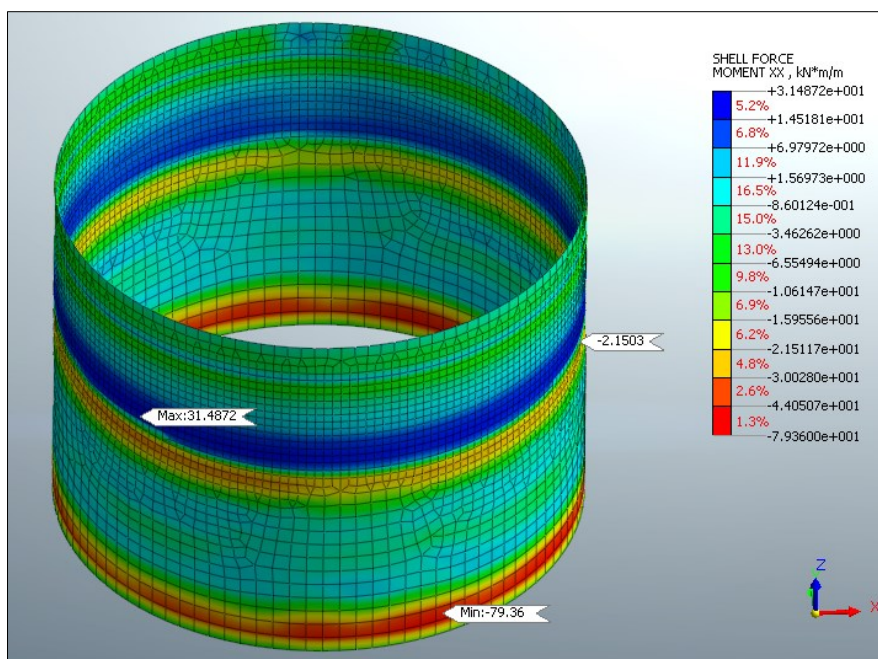
Průřez štetovnice AU 14 byl posouzen dle ČSN EN 1993-1-1 [4]. Dle [12] je daný průřez pro materiál S355 klasifikován do třídy 3. Na následujících obrázcích jsou prezentovány průběhy vnitřních sil výpočtové fáze č. 6, která simuluje nejnepříznivější namáhání štetovnice v průběhu výstavby čerpací stanice.



Obrázek č. 60 Průběh normálových sil



Obrázek č. 61 Průběh posouvajících (smykových) sil



Obrázek č. 62 Průběh ohybových momentů

Nejkritičtější namáhání štetovnice způsobují následující vnitřní síly a jejich kombinace:

- Maximální smyková síla $V_{Ed} = 103,561 \text{ kN/m}$
- 1. ZATĚŽOVACÍ STAV – kombinace maximální normálové síly $N_{Ed,1} = 946,22 \text{ kN/m}$ a příslušného ohybového momentu $M_{Ed,1} = 2,151 \text{ kNm/m}$
- 2. ZATĚŽOVACÍ STAV – kombinace maximálního ohybového momentu $M_{Ed,1} = 79,39 \text{ kNm}$ a příslušné normálové síly $N_{Ed,2} = 731,306 \text{ kN/m}$

Pokud platí, že návrhová smyková síla V_{Ed} je menší než polovina plastické smykové únosnosti průřezu $V_{pl,Rd}$, tak je možno vliv smykové síly zanedbat:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4,929 * 10^{-3} * (355000 / \sqrt{3})}{1,0} = 1010,24 \text{ kN/m}$$

kde: A_V - smyková plocha průřezu [m^2/m]
 f_y - mez kluzu oceli [kPa]
 γ_{M0} - součinitel únosnosti průřezu [-]

$$0,5 * V_{pl,Rd} > V_{Ed}$$

$0,5 * 1010,24 = 505,12 \text{ kN/m} > 103,561 \text{ kN/m}$ VYHOVUJE
 SMYKOVÉ SÍLY LZE ZANEDBAT

Výpočet normálové únosnosti průřezu N_{Rd} :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,92 \cdot 10^{-3} \cdot 355000}{1,0} = 3521,6 \text{ kN/m}$$

kde: A - plocha průřezu [m^2/m]

Výpočet únosnosti průřezu v ohybu M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{w_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,405 \cdot 10^{-3} \cdot 355000}{1,0} = 497,775 \text{ kNm/m}$$

kde: $w_{el,min}$ pružný průřezový modul [m^3/m]

Posouzení 1. zatěžovacího stavu:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed,1}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} &\leq 1 \\ \frac{946,22}{3521,6} + \frac{2,151}{497,775} &\leq 1 \\ 0,273 &\leq 1 \quad \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Posouzení 2. zatěžovacího stavu:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed,2}}{M_{Rd}} &\leq 1 \\ \frac{731,306}{3521,6} + \frac{79,36}{497,775} &\leq 1 \\ 0,367 &\leq 1 \quad \text{PRŮŘEZ VYHOVUJE} \end{aligned}$$

Navržený průřez AU 14 z S355 dle ČSN EN 1993-1-1 [4] vyhovuje.

4.5.9 Návrh materiálů pro železobetonové prvky

Volba pevnostní třídy betonu byla ovlivněna inženýrskogeologickým průzkumem (viz kapitola 3), kde bylo pomocí symetrického odporového profilování zjištěno vysoce agresivní prostředí. Dle [5] je nutné pro tuto agresivitu použít beton o minimální třídě C35/45. Volba typu oceli pro výztuž do betonu nebyla nikterak ovlivněna. Z ekonomického hlediska byla navržena betonářská ocel s nejnižší mezí kluzu.

Navrhuji beton třídy C35/45:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad \text{*charakteristická krychlová pevnost betonu v tlaku}$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{*součinitel spolehlivosti materiálu pro beton}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23,333 \text{ MPa} \quad \text{*návrhová krychlová pevnost betonu v tlaku}$$

Navrhuji ocel B420B:

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa} \quad \text{*charakteristická mez kluzu oceli}$$

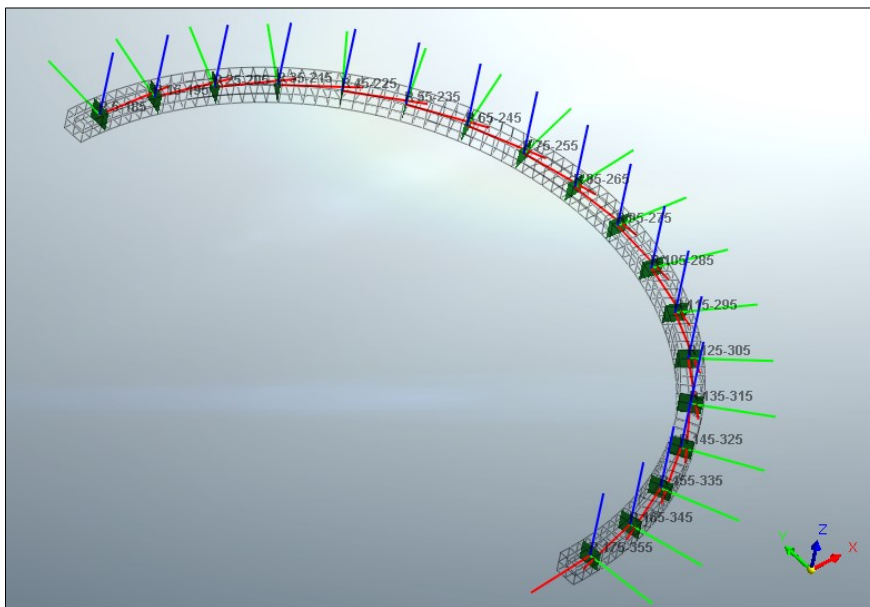
$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{*součinitel spolehlivosti materiálu pro ocel}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 365,217 \text{ MPa} \quad \text{*návrhová mez kluzu oceli}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa} \quad \text{*modul pružnosti betonářské oceli}$$

4.5.10 Návrh a posudek rozpěrného prstence

Rozpěrný prstenec byl z důvodů popsaných v kapitole 4.5.3. rozdělen na dva logické celky. Na obou celcích bylo provedeno celkem 36 řezů, které byly pomocí funkce LDF Sum analyzovány. Rozdíl mezi jednotlivými řezy byl 5° . Na následujícím obrázku jsou prezentovány řezy prvního logického celku rozpěrného prstence.



Obrázek č. 63 Příklad řezů funkcí LDF Sum na prvním logickém celku rozpěrného prstence

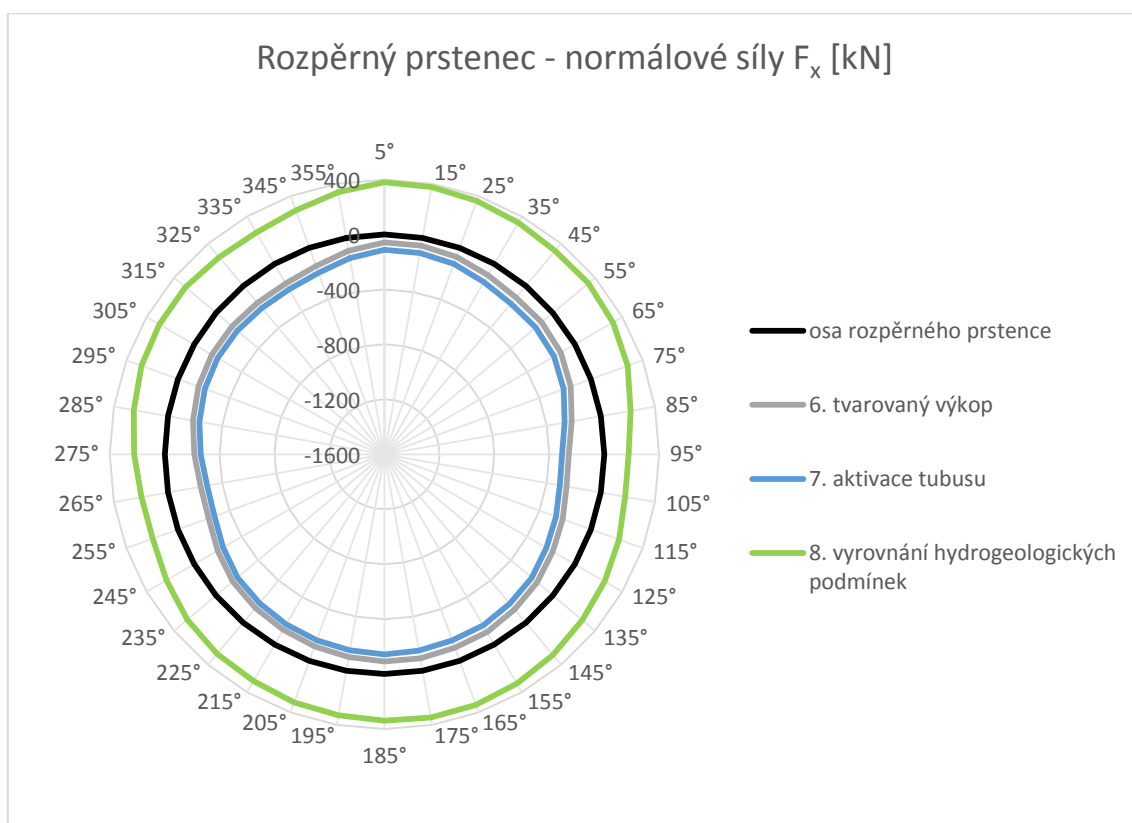
Na každém řezu byl funkcí LDF Sum vytvořen souřadný systém, na kterém bylo následně spočteno celkem 6 složek vnitřních sil:

- F_x – normálová síla působící ve směru červené osy
- F_y – posouvající síla působící ve směru osy y (vodorovná)
- F_z – posouvající síla působící ve směru osy z (svislá)
- M_x – torzní moment
- M_y – ohybový moment kolem osy y
- M_z – ohybový moment kolem osy z

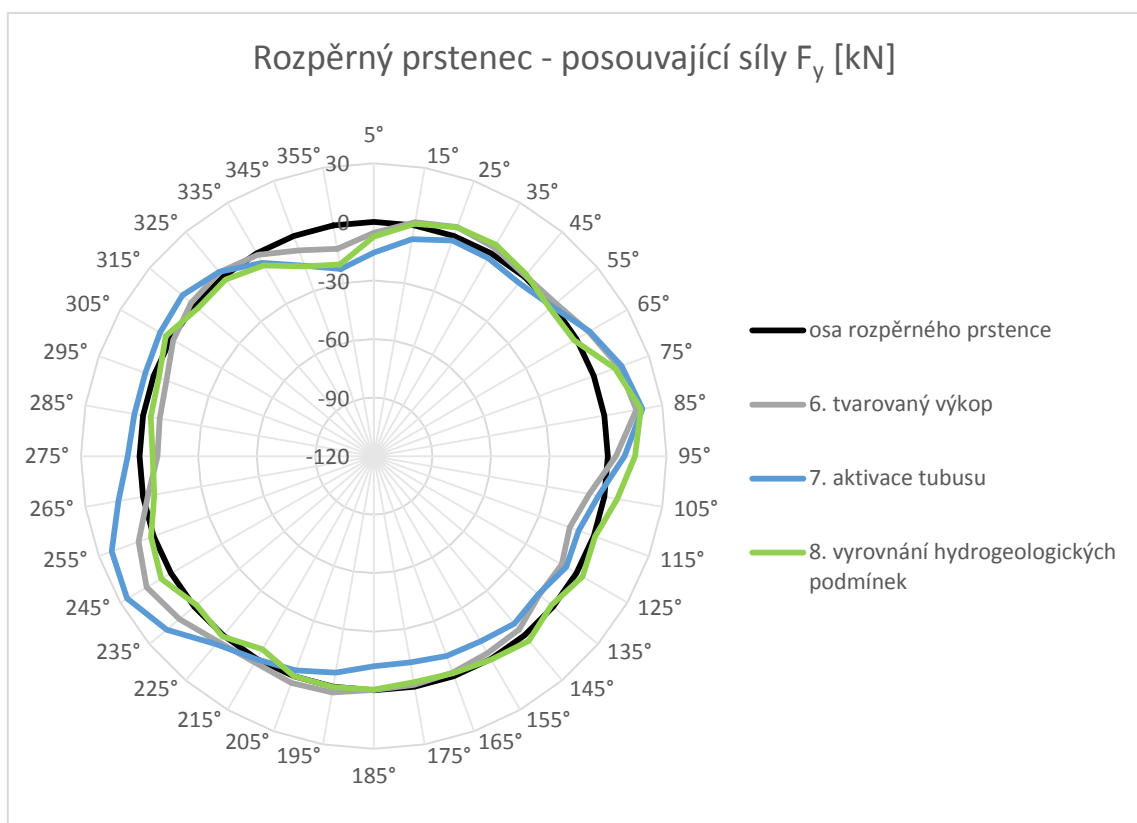
Na základě technologického postupu výstavby a očekávaného chování konstrukce bylo určeno, že předmětem návrhu budou normálové síly, posouvající síly ve směru osy y a ohybový moment kolem osy z. Vznik nejméně příznivých sil byl očekáván v následujících výpočtových fázích prvního výpočtového postupu:

- 6. tvarovaný výkop
- 7. aktivace tubusu
- 8. ustálení hydrogeologických podmínek

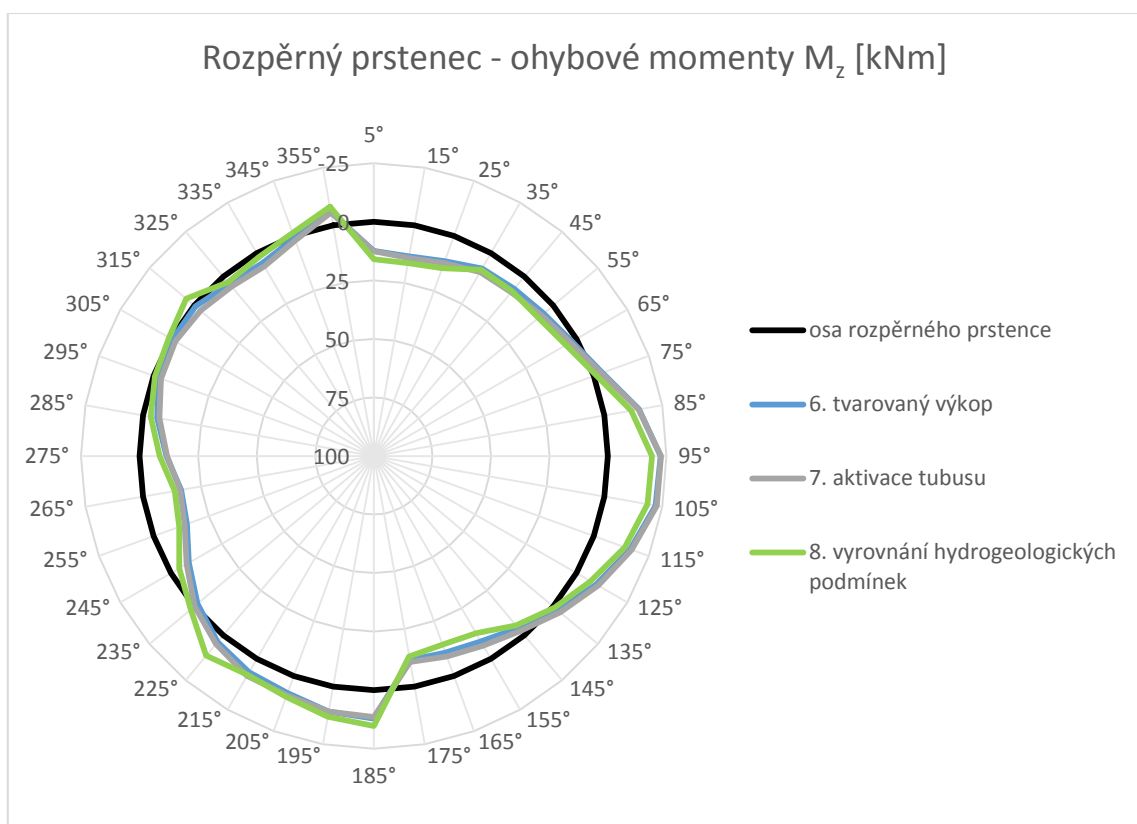
Grafické vykreslení jednotlivých vnitřních sil je možné shlédnout na následujících třech obrázcích, tabulková podoba výsledků je prezentována v příloze č. 13. Je nutné podotknout, že tento průběh je pouze idealizovaná skutečnost, jelikož není zjišťován stav vnitřních sil v každém bodě tělesa, ale v rozestupu 5°. Sousedící body jsou spojeny lineárně.



Obrázek č. 64 Idealizovaný průběh normálových sil F_x rozpěrného prstence



Obrázek č. 65 Idealizovaný průběh posouvajících sil F_y rozpěrného prstence



Obrázek č. 66 Idealizovaný průběh ohybových momentů M_z rozpěrného prstence

Rozpěrný prstenec je namáhán kombinací tlaku a ohybu nebo tahu a ohybu. Z tohoto důvodu byl pro návrh a posudek rozpěrného prstence zvolen interakční diagram s následujícími zatěžovacími stavy (ZS):

1. ZS – maximální ohybový moment $M_{Ed,1}$ a odpovídající normálová síla $N_{Ed,1}$
2. ZS – minimální ohybový moment $M_{Ed,2}$ a odpovídající normálová síla $N_{Ed,2}$
3. ZS – maximální normálová síla $N_{Ed,3}$ a odpovídající ohybový moment $M_{Ed,3}$
4. ZS – minimální normálová síla $N_{Ed,4}$ a odpovídající ohybový moment $M_{Ed,4}$

V následující tabulce je možné shlédnout hodnoty jednotlivých vnitřních sil příslušných zatěžovacích stavů:

Zatěžovací stav - i	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$N_{Ed,i}$ [kN]
1	16,44	-240,99
2	-22,71	-304,28
3	15,95	379,93
4	-22,56	-307,20

Tabulka č. 19 Zatěžovací stavy rozpěrného prstence

U zatěžovacích stavů, kde se vyskytuje tlak, bylo nutné ohybový moment zvětšit o hodnotu:

$$N_{Ed} * e$$

kde: $e = \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right)$

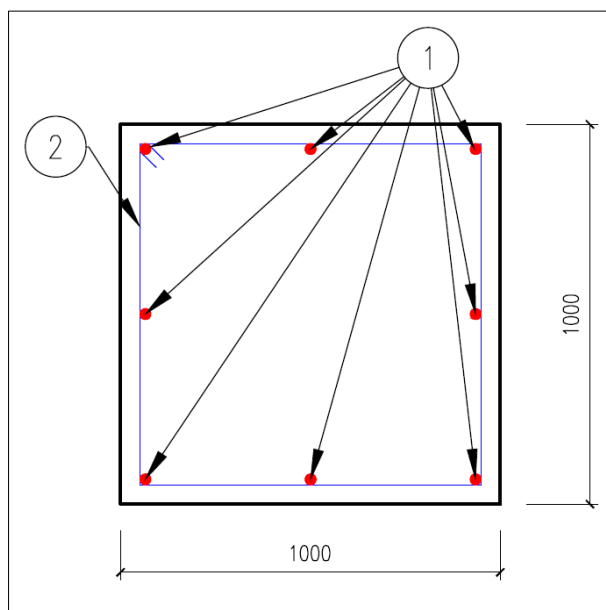
h - výška průřezu [mm]

Jelikož bude vyztužení rozpěrného prstence realizováno jako symetrické, bude vykreslována pouze pravá část interakčního diagramu. Na základě této vlastnosti budou uvažovány absolutní hodnoty ohybových momentů.

Zatěžovací stav - i	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$N_{Ed,i}$ [kN]
1	24,473	-240,99
2	32,853	-304,28
3	15,95	379,93
4	32,8	-307,20

Tabulka č. 20 Upravené zatěžovací stavy rozpěrného prstence

Na základě kompletního zpracování interakčního diagramu a konstrukčních zásad ve výpočetním programu Excel 2016 byl určen následující návrh vyztužení rozpěrného prstence.



Obrázek č. 67 Schéma vyztužení rozpěrného prstence

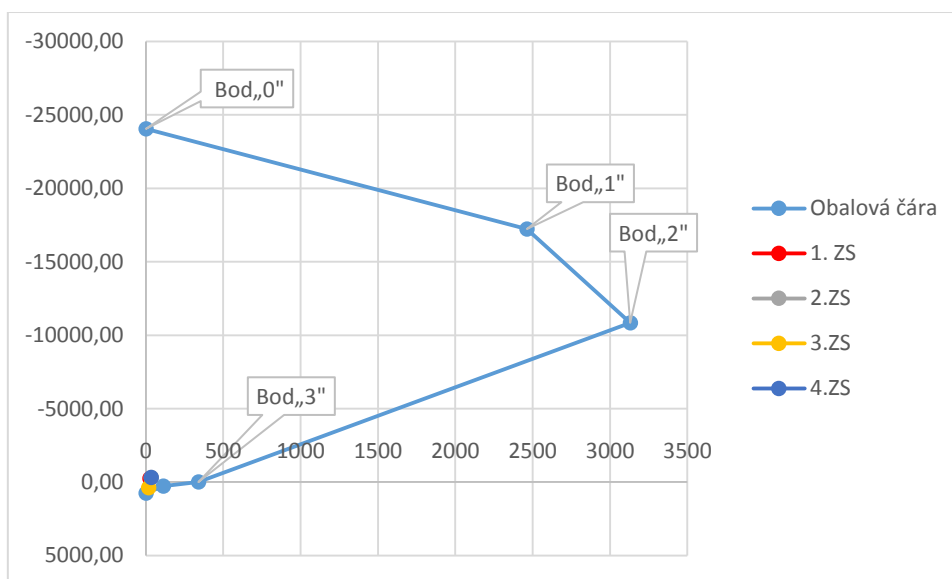
1 – hlavní výztuž $\varnothing 18$ mm; 2 – třmínky $\varnothing 12$ mm po 270 mm

V následující tabulce je možné shlédnout vypočtené hodnoty jednotlivých bodů interakčního diagramu. Podrobný postup výpočtu je uveden v příloze č. 14.

i	0	1	2	3	4	5
$N_{Rd,i}$ [kN]	-24045,85	-17226,65	-10841,86	0,00	278,81	743,49
$M_{Rd,i}$ [kNm]	0,00	2462,71	3130,41	338,96	111,24	0,00

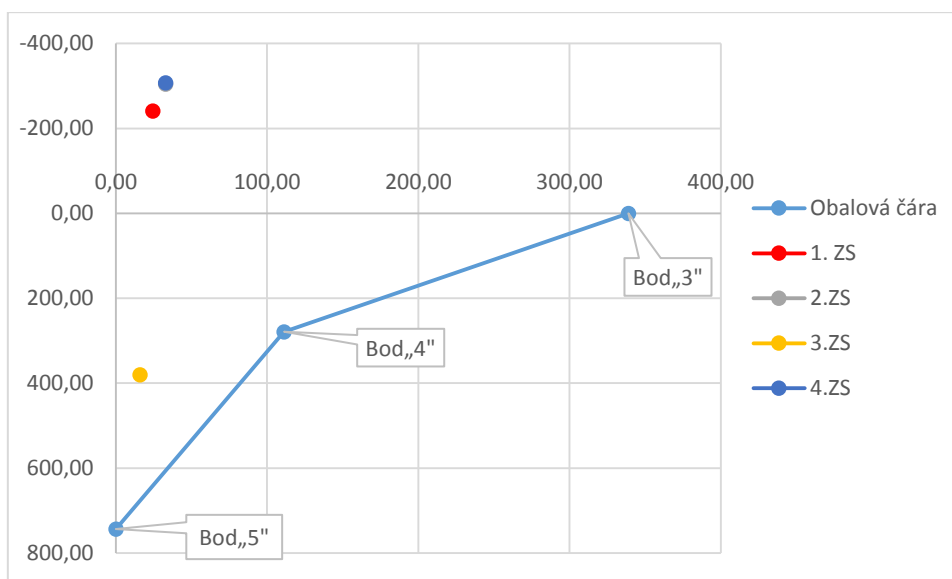
Tabulka č. 21 Body interakčního diagramu rozpěrného prstence

Posouzení navrženého průřezu rozpěrného prstence pomocí interakčního diagramu:



Obrázek č. 68 Interakční diagram rozpěrného prstence

Z důvodu nepřehlednosti spodní části diagramu je na následujícím obrázku uveden detail.



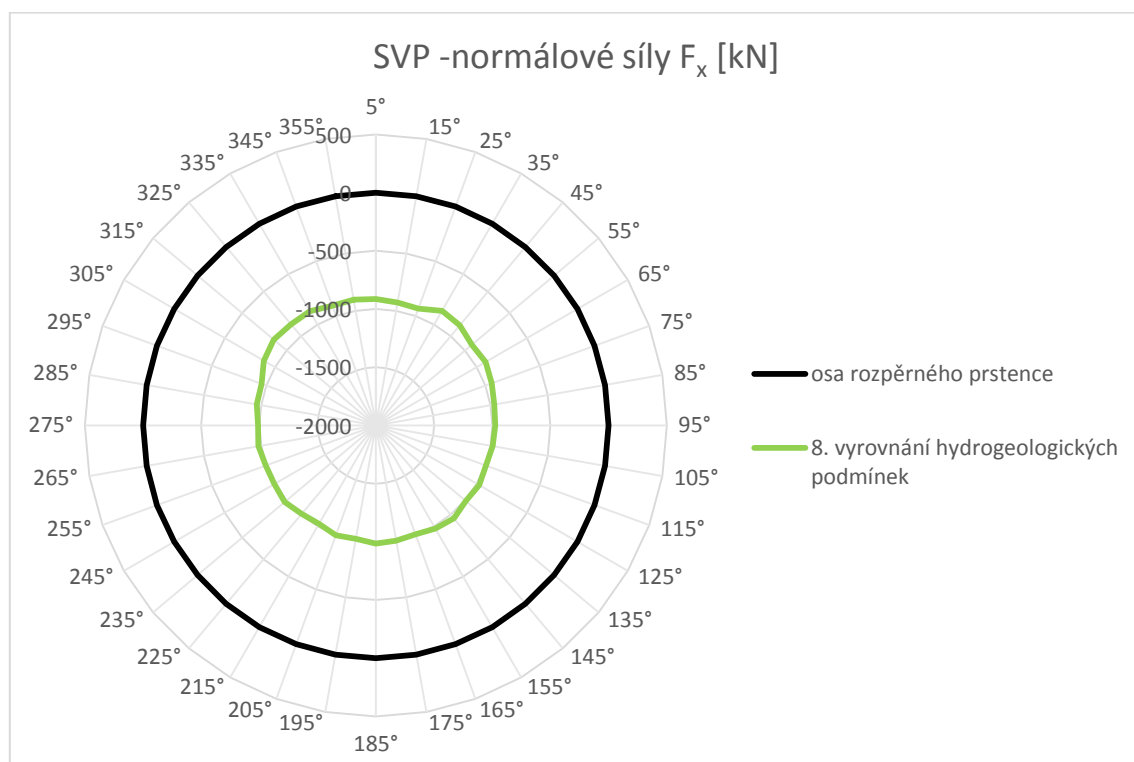
Obrázek č. 69 Detail spodní části interakčního diagramu rozpěrného prstence

Body zatěžovacích stavů se nacházejí uvnitř interakčního diagramu – **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

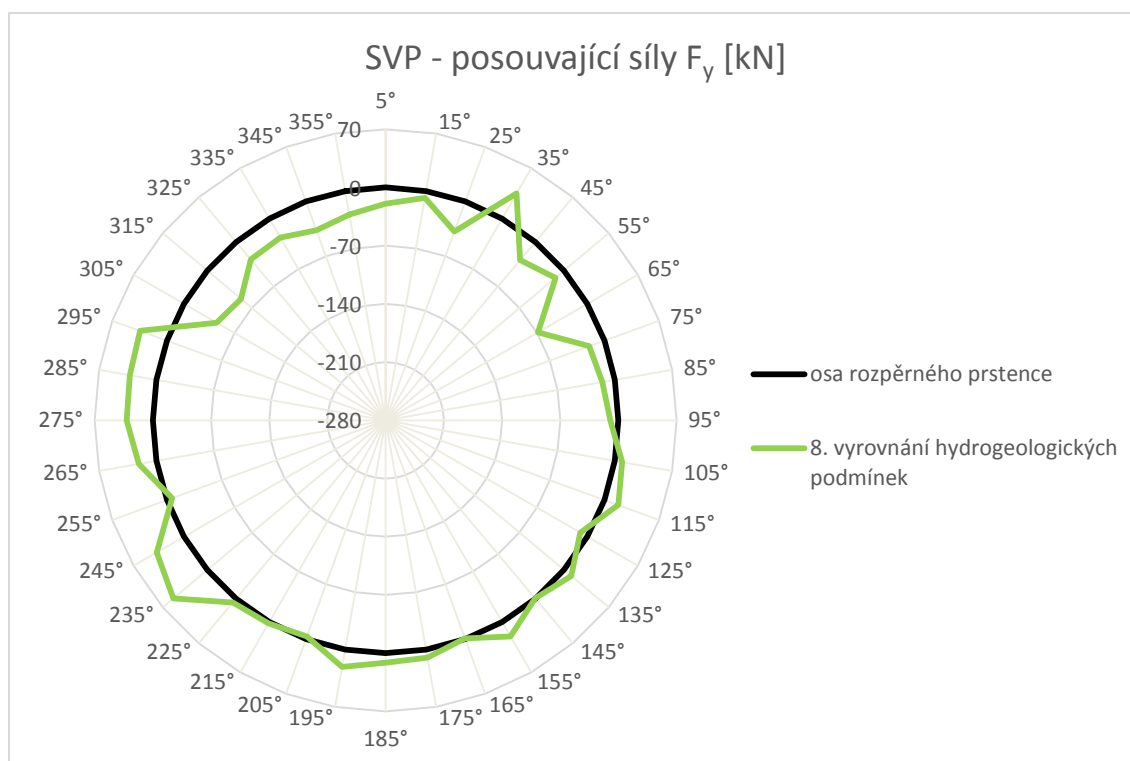
Body zatěžovací stavů 2 a 4 se překrývají z důvodu jejich téměř identické polohy.

4.5.11 Návrh a posouzení spodního vodícího prstence

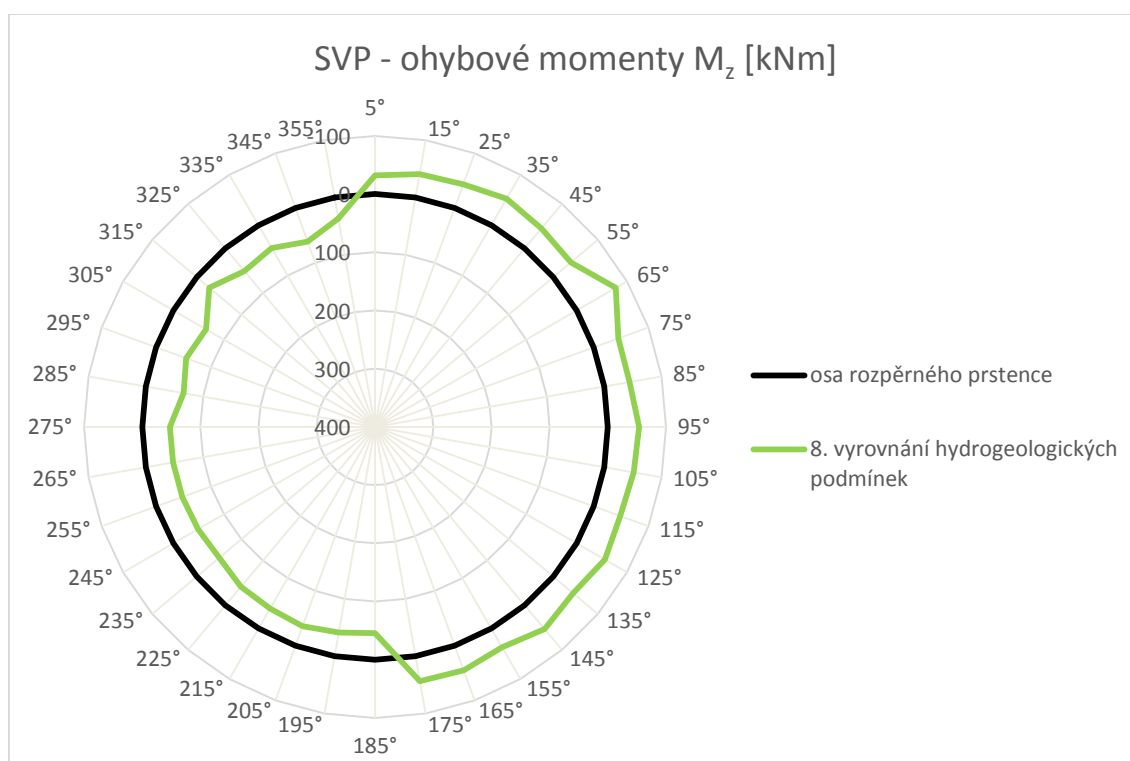
Logické dělení spodního vodícího prstence, tvorba řezů funkcí LDF Sum a výběr návrhových vnitřních sil pro posouzení je shodný s rozpěrným prstencem (viz kapitola 4.5.10.). Nejméně příznivé síly se projeví ve výpočetní fázi č. 8 prvního výpočetního postupu. Grafické vykreslení jednotlivých vnitřních sil je možné shlédnout na následujících třech obrázcích, tabulková podoba výsledků je prezentována v příloze č. 15.



Obrázek č. 70 Idealizovaný průběh normálových sil F_x SVP



Obrázek č. 71 Idealizovaný průběh posouvajících sil F_y SVP



Obrázek č. 72 Idealizovaný průběh ohybových momentů M_z SVP

V následující tabulce je možné shlédnout hodnoty jednotlivých vnitřních sil příslušných zatěžovacích stavů:

Zatěžovací stav - i	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$N_{Ed,i}$ [kN]
1	66,19	-960,18
2	-77,96	-909,43
3	28,13	-853,69
4	39,68	-1024,20

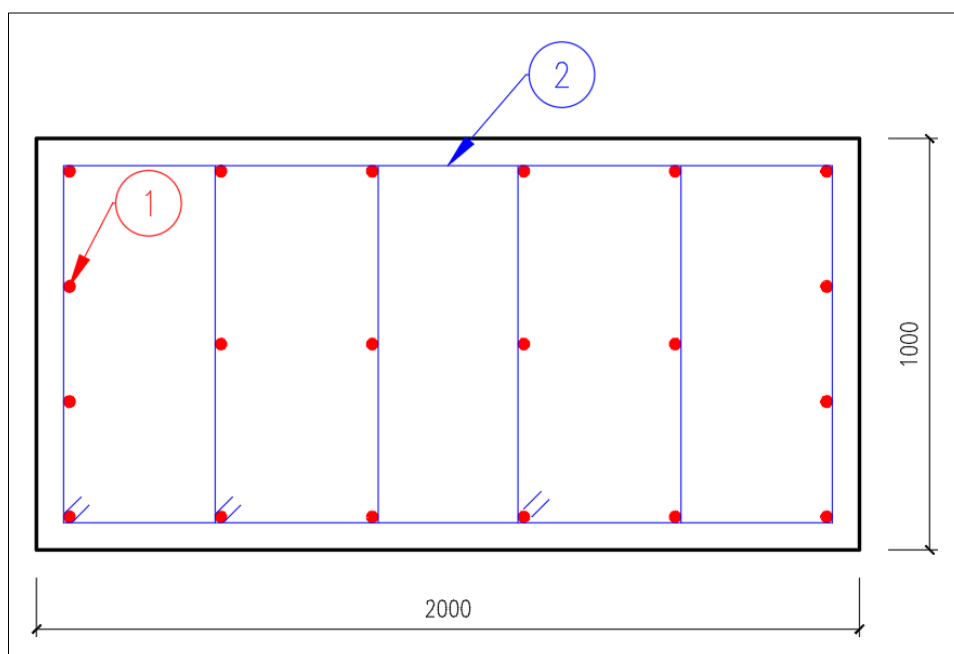
Tabulka č. 22 Zatěžovací stavy SVP

I u SVP bylo nutné upravit hodnoty ohybových momentů o $N_{Ed} * e$ u zatěžovacích stavu, v kterých se vyskytuje tlak. Vyztužení SVP bude uvažováno symetrické, proto bude stejně jako u rozpěrného prstence uvažováno pouze s pravou částí interakčního diagramu a absolutními hodnotami návrhových ohybových momentů.

Zatěžovací stav - i	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$N_{Ed,i}$ [kN]
1	130,21	-960,18
2	138,59	-909,43
3	85,05	-853,69
4	107,96	-1024,20

Tabulka č. 23 Upravené zatěžovací stavy SVP

Dle interakčního diagramu a konstrukčních zásad bylo navrženo následující vyztužení SVP:



Obrázek č. 73 Schéma vyztužení SVP

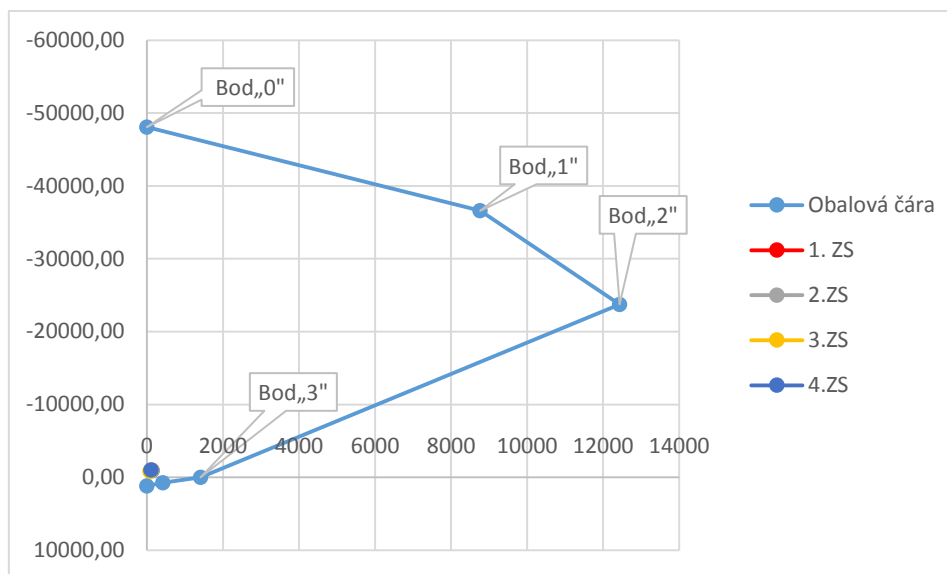
1 - hlavní nosná výztuž $\varnothing 16$ mm; 2 - třmínky $\varnothing 12$ mm po 240 mm

V následující tabulce je možné shlédnout vypočtené hodnoty jednotlivých bodů interakčního diagramu, jejich podrobný výpočet je uveden v příloze č. 16.

i	0	1	2	3	4	5
$N_{Rd,i}$ [kN]	-48074,10	-36592,61	-23747,25	0,00	734,31	1174,90
$M_{Rd,i}$ [kNm]	0,00	8765,34	12433,27	1409,67	422,96	0,00

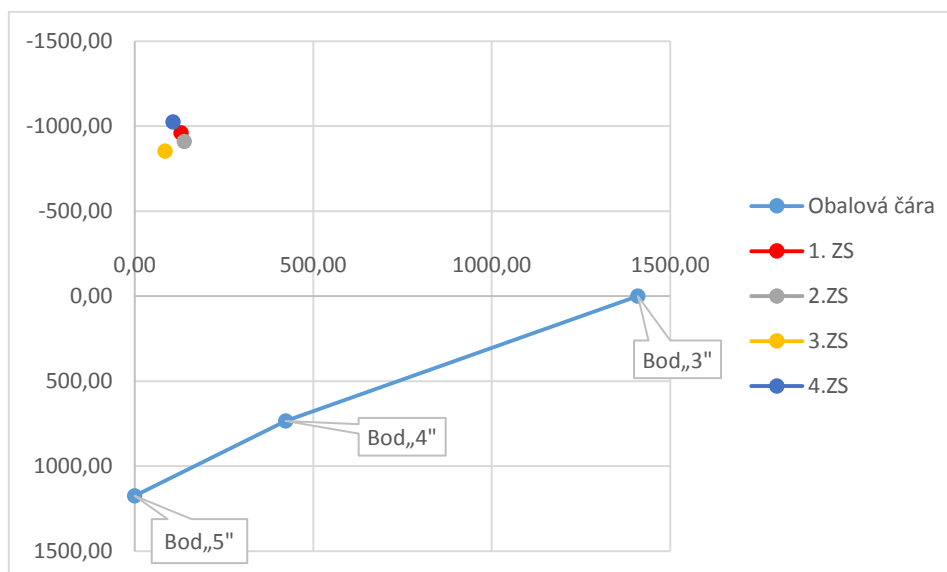
Tabulka č. 24 Body interakčního diagramu SVP

Posouzení navrženého průřezu SVP pomocí interakčního diagramu.



Obrázek č. 74 Interakční diagram SVP

Z důvodu nepřehlednosti spodní části diagramu je na následujícím obrázku uveden detail.



Obrázek č. 75 Detail spodní části interakčního diagramu SVP

Body zatěžovacích stavů se nacházejí uvnitř interakčního diagramu – **PRŮŘEZ VYHOVUJE**

5 Vyhodnocení dosažených výsledků

Z hlediska složitosti základových poměrů v dané lokalitě, tvaru pažící konstrukce a hloubky stavební jámy bylo patrné, že návrh v programu GEO5 – Pažení posudek a návrh Blumovou metodou náhradních nosníků poskytne návrhy štětovnic s vyšší tuhostí. Je to z toho důvodu, že tyto metody neumožňují zahrnout vliv kruhového tvaru konstrukce a působení prostorového tlaku. Navíc zde byl i patrný rozdíl v namáhání prvků pažení, kdy u výpočtu pomocí GEO5 – Pažení posudek a ručního výpočtu je předpoklad namáhání konstrukce kombinací ohybu a smyku, zatímco u matematického modelu byla konstrukce namáhána zejména tlakem. Další nevýhodou je, že první dvě zmíněné metody neumožňují řešit spolupůsobení více prvků pažení a dalších konstrukcí dle technologického postupu výstavby.

Výstupem návrhu v programu GEO5 – Pažení posudek je štětovnice MMZ48-1. Jedná se o štětovnici tvaru Z s velmi vysokou ohybovou tuhostí, avšak i přes tuto vlastnost vykazovala deformace v úrovni horního vodícího prstence v rozmezí 50 až 93 mm. Průřez štětovnice je využit z hlediska ohybu téměř na 90 % u nejkritičtější návrhové situace. Konstrukce byla namáhána i výraznými smykovými silami, které dosahovaly 20-ti % smykové únosnosti průřezu posuzované štětovnice.

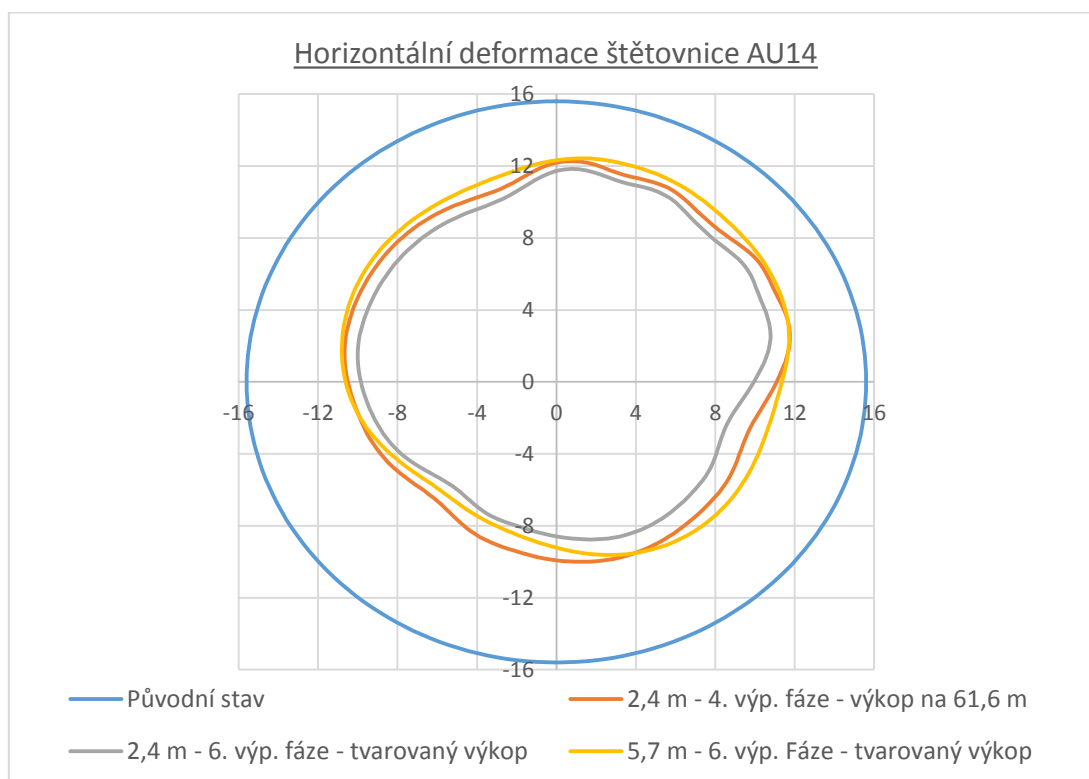
Výstupem návrhu dle Blumovy metody náhradních nosníků byla štětovnice GU27N. Moment setrvačnosti této štětovnice je 40-ti procentní oproti momentu setrvačnosti MMZ48-1. Návrh této metody byl již mnohem méně nadhodnocený. Avšak nevýhodou této metody je, že není vhodná pro zjištění deformací konstrukce. Z hlediska namáhání průřezu na ohyb i smyk je průřez využit na 38,5 %.

Na základě návrhu dle matematického modelu byla navržena a posouzena štětovnice AU14. Moment setrvačnosti oproti štětovnici MMZ48-1 dosahuje hodnoty 21 %. Deformace v úrovni horního vodícího prstence se pohybovaly v rozmezí 2,5 až 5,2 mm, viz obrázek č. 76. Z výstupu výpočtu bylo patrné, že je štětovnice namáhána kombinací tlaku a ohybu, smykové síly bylo možné vzhledem k jejich velikosti zanedbat.

Z hlediska posouzení průřezu na kombinaci tlaku a ohybu je průřez využit na 37 %. Z této hodnoty se může zdát, že je návrh značně předimenzovaný, je ale nutné zohlednit následující skutečnosti:

- Konstrukce spadá do třetí geotechnické kategorie.
- Nebyl zde zohledněn návrhový přístup, tak jak tomu bylo u výpočtu v programu GEO5- Pažení posudek a u ručního výpočtu. V matematickém modelu byla použita návrhová hodnota pouze pro přetížení povrchu.
- Dále je nutné brát v potaz, že pro matematický model musela být aplikována celá řada zjednodušení, z nichž nejvýznamnější jsou následující dvě:
 - Aproximace štětovnice na prvek o jednotné tloušťce – nelze zohlednit tuhost konstrukce ve směru měkké osy.
 - Aproximace interakce zatížení.
- Míra nejistoty týkající se vstupních údajů základové půdy.

S přihlédnutím k těmto faktorům je využití průřezu do 40 % z hlediska návrhu na stranu bezpečnou.



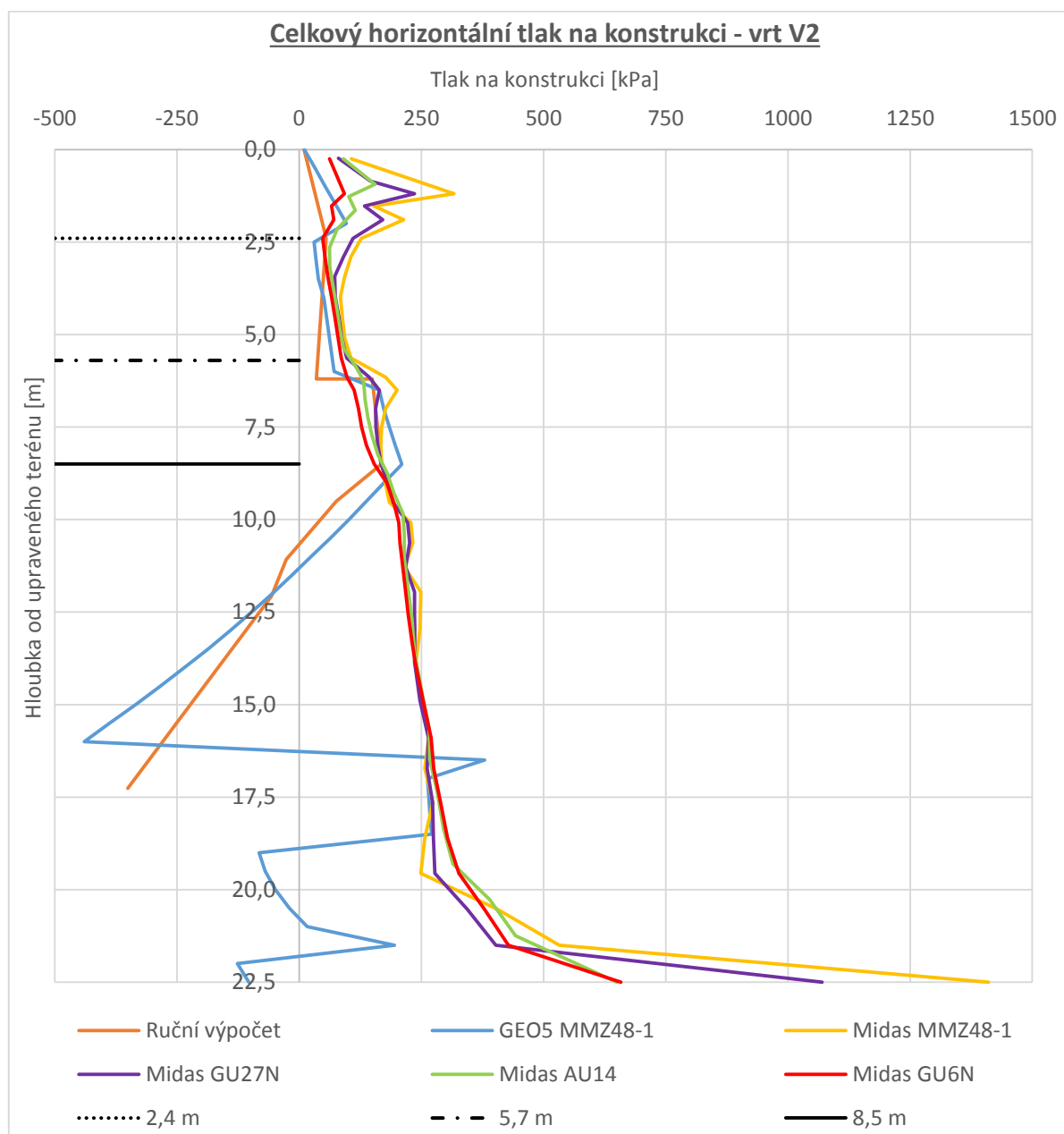
Obrázek č. 76 Horizontální deformace štětovnice AU14

Pozn.: Deformace jsou vykresleny v měřítku 1500:1 vůči štětovnici

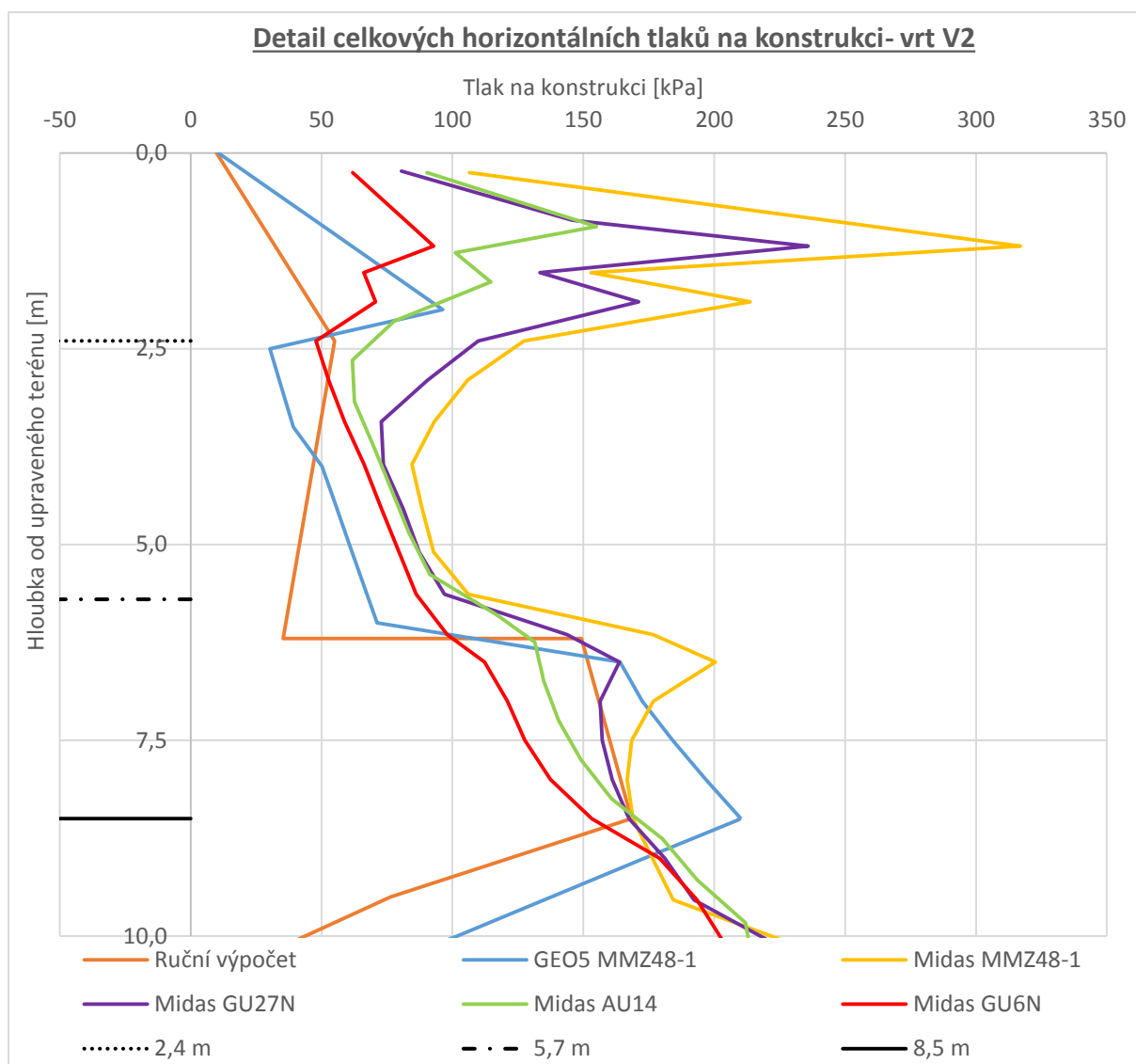
Typ štětovnice	Deformace [mm]	
	minimální	maximální
2,4 m - 4. výp. fáze - výkop na 61,6 m	2,2	4,4
2,4 m - 6. výp. fáze - tvarovaný výkop	2,5	5,2
5,7 m - 6. výp. fáze - tvarovaný výkop	2,0	4,8

Tabulka č. 25 Minimální a maximální hodnoty horizontálních deformací z obrázku č. 76

Na základě zmíněných údajů je patrná rozdílnost jednotlivých typů výpočtů. Rozdíly v průběhu zemních tlaků, deformací a vnitřních sil jsou prezentovány na následujících obrázcích.

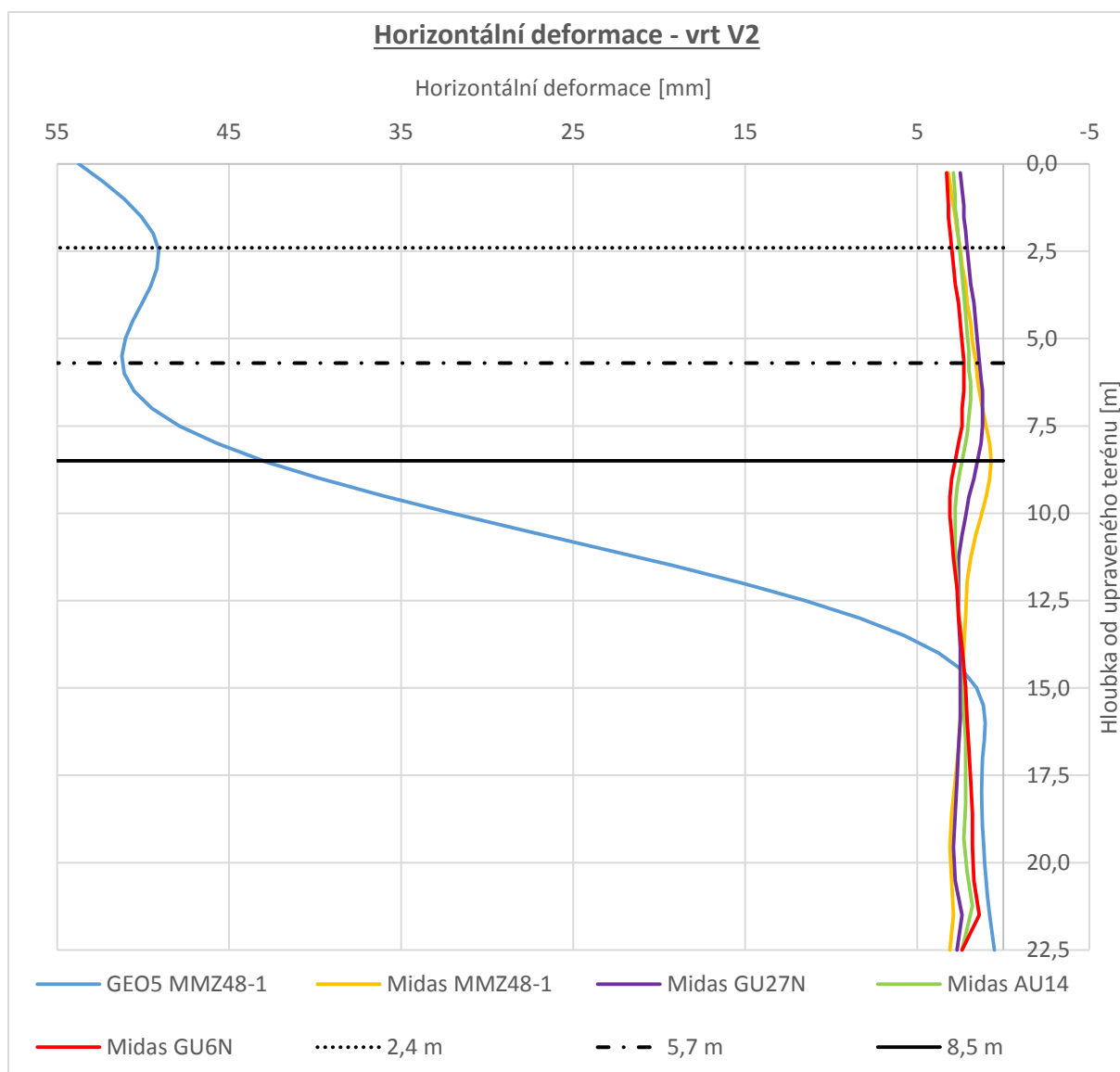


Obrázek č. 77 Porovnání průběhu celkových horizontálních tlaků pro typy výpočtů



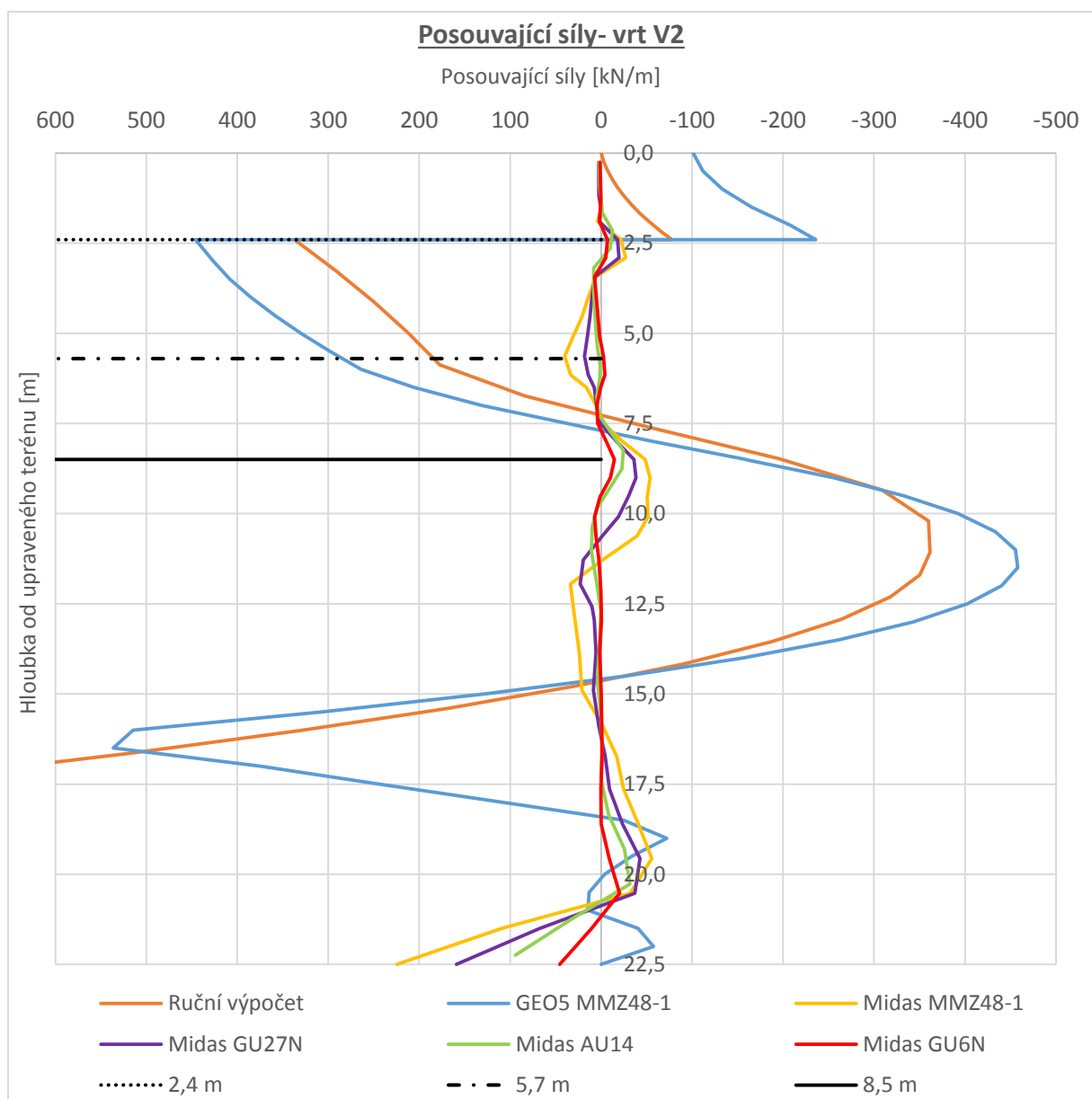
Obrázek č. 78 Detail průběhu celkových horizontálních tlaků v horní části konstrukce

Jelikož je ruční výpočet silová metoda, není vázaná na typ štětovnice, pro kterou je počítána tak, jak je tomu u výpočtu v programu GEO5 – Pažení posudek a u matematického modelu. Z průběhů tlaků je patrný vliv prostorového efektu a kruhového tvaru konstrukce u štětovnic řešených matematickým modelováním. Tento jev je patrný jak u deformací, tak i u průběhu vnitřních sil.

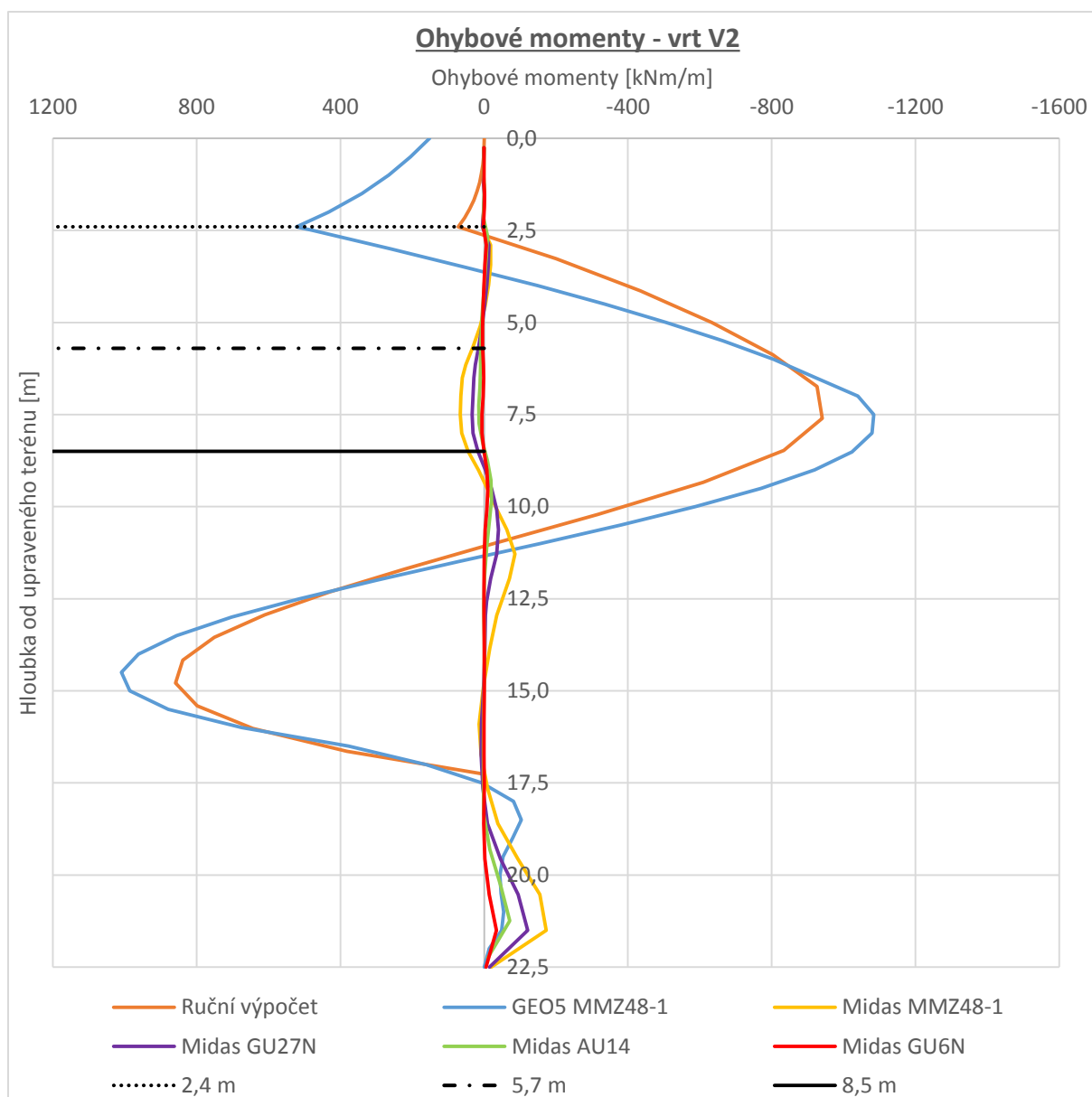


Obrázek č. 79 Porovnání horizontálních deformací jednotlivých typů výpočtů

Z hlediska vnitřních sil jsou průběhy porovnány pouze pro posouvající síly a ohybové momenty. Pro normálové síly porovnání nemá smysl, protože u ručního výpočtu a výpočtu v programu GEO5- pažení posudek byl vliv normálových sil zanedbán. Normálové síly, které byly zjištěny matematickým modelováním, jsou prezentovány na obrázku č. 41.



Obrázek č. 80 Porovnání průběhu posouvajících sil



Obrázek č. 81 Porovnání průběhů ohybových momentů

Dalším cílem diplomové práce bylo navržení podpěrných prvků pažící štětové stěny, kterými jsou rozpěrný prstenec a spodní vodící prstenec. Samotný návrh těchto prvků byl do značné míry omezen jejich rozměry, které byly definovány technologickým postupem. Volba třídy betonu byla omezena agresivitou prostředí, v které se stavební jáma nachází. Nutné plochy výztuže nejkritičtějších návrhových situací byly menší, než minimální plochy výztuže dané konstrukčními zásadami. Z tohoto důvodu se návrh orientoval na navržení vyztužení těchto prvků takovým způsobem, aby s nejmenší odchylkou splňoval konstrukční zásady a také, aby bylo vyztužení co nejméně pracné.

Rozpěrný prstenec má rozměry 1 x 1 m a bude realizován z betonu o pevnostní třídě C35/45. Hlavní výztuž tvoří 8 prutů o průměru 18 mm s třmínky o průměru 12 mm ve vzdálenosti 270 mm. Materiál výztuže je betonářská ocel B420B. Schéma vyztužení je možné shlédnout na obrázku č. 67 popřípadě v příloze č. 14.

Spodní vodící prstenec má rozměry o výšce 1 m a šířce 2 m, materiálem je beton o pevnostní třídě C35/45. Hlavní výztuž tvoří 20 prutů o průměru 16 mm s trojicí třmínků o průměru 12 mm ve vzdálenosti 240 mm. Materiál výztuže je betonářská ocel B420B. Schéma vyztužení je možné shlédnout na obrázku č. 73 popřípadě v příloze č. 16.

Zatížení jednotlivých částí tubusu čerpací stanice je prezentováno v tabulce č. 17 a 18. Bylo zjištěno, že 2., 3. a 4. část tubusu je namáhána kombinací tlaku a ohybu, přičemž největší hodnoty zatížení vykazuje část tubusu č. 3. U 5. části tubusu bylo zjištěno namáhání prostým tlakem, vliv ohybových momentů zde byl přibližně do hodnoty 1 kNm. U první části tubusu bylo zjištěno, že je celá namáhána kombinací tahu a ohybu, tato změna orientace normálových sil je způsobena kombinací několika faktorů: spolupůsobení složité konstrukce, skokové změny v zatížení jednotlivých částí tubusu a v neposlední řadě také aproximací velkého průřezu pomocí funkce LDF Sum.

Jedním z hlavních úkolů prvního výpočetního postupu bylo posouzení konstrukce jako celku proti ztrátě stability vlivem vztlaku. Posouzení bylo provedeno na totálních deformacích 8. výpočtové fáze prvního výpočetního postupu. Z hodnot totálních deformací a jejich průběhu (viz obrázek č. 56) je patrné, že je konstrukce stabilní.

Posledním dílčím úkolem bylo zjištění zatížení základové desky, které bylo stanové ze svislých totálních tlaků 9. výpočtové fáze druhého výpočetního postupu (viz obrázek č. 59). Zatížení bylo stanoveno hodnotou v rozmezí 185 až 235 kPa. Přičemž nižší hodnota zatížení se vyskytuje na kraji stavební jámy a roste až na vyšší hodnotu nacházející se ve středu stavební jámy.

6 Závěr

Na začátku práce je popsán inženýrskogeologický průzkum dané lokality, jehož data o geologii, realizovaných vrtech, hydrogeologických podmínkách a o geotechnických parametrech jednotlivých zemin byla základním vstupem výpočtů. Dále je v práci uveden podrobný popis jednotlivých fází technologického postupu výstavby.

Hlavním předmětem návrhu a posudku bylo pažení pomocí ocelové štětové stěny podepřené ve dvou úrovních. Samotný návrh a posudek byl proveden pomocí empirického výpočtu Blumovou metodou náhradní nosník, dále pomocí metody závislých zemních tlaků v programu GEO5 2017 – Pažení posudek a pomocí metody konečných prvků na 3D modelu v softwaru Midas GTS NX. Pro každou metodu je v práci uveden podrobný popis vstupů, postup a nastavení výpočtu spolu s prezentací a vyhodnocením dosažených výsledků. Z výsledků bylo zjištěno, že průběh zemních tlaků, deformací a vnitřních sil prvních dvou zmíněných metod je značně odlišný vůči 3D modelu. Tato rozdílnost je dána skutečností, že 3D model umožňuje uvažovat kruhový tvar konstrukce a prostorový tlak. Na základě porovnání bylo rozhodnuto, že pro pažení stavební jámy bude použita štětovnice AU14, která byla navržena metodou konečných prvků. Štětovnice je z hlediska sumace vnitřních sil využita na 37 %.

Pro návrh podpěrných prvků, kterými jsou rozpěrný prstenec a spodní vodící prstenec, byly použity návrhové vnitřní síly vypočtené pomocí metody konečných prvků. Návrh byl omezen rozměry prvků, které byly definovány technologickým postupem. Ve výsledku rozhodly o vyztužení podpěrných prvků požadavky kladené konstrukčními zásadami pro vyztužování, které značně převyšovaly potřebu vyztužení dle návrhových vnitřních sil.

Pro tubus čerpací stanice byly vypočteny návrhové vnitřní síly. Z jejich hodnot bylo zjištěno, že je tubus namáhán převážně kombinací tlaku a ohybu, přičemž ohybové momenty dosahují přibližně čtyřnásobně menších hodnot oproti silám tlakovým. Posledním cílem práce byl posudek výsledné konstrukce na ztrátu stability v důsledku působení vztlakových sil. Posudek byl proveden v rámci metody konečných prvků a konstrukce vyhovuje.

Seznam použité literatury

- [1] British Geological Survey (BGS) | A world-leading geoscience centre [online]. Copyright © [cit. 21.11.2017]. Dostupné z: <http://www.bgs.ac.uk/gbase/EoceneSandsBackgroundTheory.pdf>
- [2] British Geological Survey (BGS) | large image viewer | IIPMooViewer 2.0. Redirect to BGS Home Page [online]. Copyright © 2003 [cit. 21.11.2017]. Dostupné z: <http://www.largeimages.bgs.ac.uk/iip/mapsportal.html?id=1001777>
- [3] ČSN 73 0037. *Zemní tlak na stavební konstrukce*. Praha: Český normalizační institut, 1992.
- [4] ČSN EN 1993-1-1. *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [5] ČSN EN 206. *Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. 1. vyd. Praha: Český normalizační institut, 2014.
- [6] Databáze programu GEO5 2017 – Pažení posudek
- [7] GELDER, L., SOUTHALL, J.: *B785 Geotechnical Interpretive Report*. Spojené Království: Carmbridge, 2014.
- [8] MASOPUST, J. A KOLEKTIV: *Rizika prací speciálního zakládání staveb*. 1. vyd. Praha, 2011.
- [9] O společnosti Zakládání staveb, a. s. - Zakládání staveb, a. s. [online]. Copyright © 2011 [cit. 21.11.2017]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/>
- [10] URL: <www.google.cz/maps/@51.2800692,-0.860828,623m/data=!3m1!1e3?hl=cs>
- [11] URL: <[http://homen.vsb.cz/~mlc37/TZB%20III%20\(FAST\)/mereni/rezistivitanormy.pdf](http://homen.vsb.cz/~mlc37/TZB%20III%20(FAST)/mereni/rezistivitanormy.pdf)>
- [12] URL: <www.orientalsheetpiling.com/download/General_Catalogue_2013.pdf>

Seznam obrázků

Obrázek č. 1 Příklad stavební jámy – Luxembourg Plaza Praha [9].....	15
Obrázek č. 2 Příklady využití štětových stěn [9]	19
Obrázek č. 3 Typy rozpěrných rámu [8]	20
Obrázek č. 4 Rozepření definitivních stropů [8]	21
Obrázek č. 5 Pohled na staveniště z 3D mapy [10].....	23
Obrázek č. 6 Schéma půdorysu stavební jámy.....	35
Obrázek č. 7 Průřez ocelové štětovnice MMZ48-1 [6].....	39
Obrázek č. 8 Deformace ocelové štětovnice MMZ48-1 v mm v návrhové situaci V-O2.....	40
Obrázek č. 9 Průběh zemních tlaků pro V2 - MSÚ	40
Obrázek č. 10 Výsledný tlak na konstrukci [kPa] V2 - MSÚ	41
Obrázek č. 11 Obálka posouvajících sil [kN/m]	41
Obrázek č. 12 Obálka momentových sil [kNm/m]	42
Obrázek č. 13 Posouvající síly [kN/m] a ohybové momenty [kNm/m] horního nosníku pro návrhovou situaci vrtu V2	48
Obrázek č. 14 Posouvající síly spodního nosníku [kN/m] pro návrhovou situaci vrtu V2.....	49
Obrázek č. 15 Ohybové momenty spodního nosníku [kNm/m] pro návrhovou situaci vrtu V2	49
Obrázek č. 16 Nástroj Bedding plane.....	50
Obrázek č. 17 Síť konečných prvků.....	52
Obrázek č. 18 Schéma idealizace štětovnicového profilu na 2D skořepinový prvek	53
Obrázek č. 19 Tvorba sítě štětovnice pomocí nástroje Extract Element.....	55
Obrázek č. 20 Dvourozměrná síť konečných prvků idealizované štětovnice	55
Obrázek č. 21 Štětovnice - neupravené souřadné systémy elementů.....	56
Obrázek č. 22 Štětovnice - upravené souřadné systémy elementů.....	57
Obrázek č. 23 Nastavení nástroje Create Interface	58
Obrázek č. 24 Vygenerovaná síť interfacu neboli rozhraní (výpočetní hodnoty interfacu Windleshamská formace – vrstva 1 a ocelové štětovnice).....	59
Obrázek č. 25 Zanedbání vertikálního dělení u rotačně symetrické konstrukce.....	60
Obrázek č. 26 Logické dělení tubusu na výpočetní části	61
Obrázek č. 27 Výpočetní fáze 1 - původní napjatost	62
Obrázek č. 28 Výpočetní fáze 2 - úprava terénu	62
Obrázek č. 29 Výpočetní fáze 4 - výkop na výškovou úroveň 61,6 m	63

Obrázek č. 30 Rozsah přetížení povrchu v okolí stavební jámy	63
Obrázek č. 31 Výpočetní fáze 5 - aktivace rozpěrného prstence	64
Obrázek č. 32 Výpočetní fáze 6 - tvarovaný výkop	64
Obrázek č. 33 Výpočtová fáze 7 - první výpočetní postup	65
Obrázek č. 34 Výpočtová fáze 7* - druhý výpočetní postup	66
Obrázek č. 35 Nastavení výpočtu	67
Obrázek č. 36 Průřezy štětovnic [mm] [6]	69
Obrázek č. 37 Výstupy Midas - porovnání celkových horizontálních tlaků na konstrukci	71
Obrázek č. 38 Výstupy Midas - detail průběhu celkových horizontálních tlaků v horní části konstrukce	71
Obrázek č. 39 Výstupy Midas - Horizontální deformace štětovnic	72
Obrázek č. 40 Výstupy Midas - porovnání horizontálních deformací štětovnic v hloubce 5,7 m	73
Obrázek č. 41 Výstupy Midas – průběhy normálových sil	74
Obrázek č. 42 Výstupy Midas – průběhy posouvajících sil	75
Obrázek č. 43 Výstupy Midas – průběhy ohybových momentů	75
Obrázek č. 44 Původní napjatost - průběh svislých efektivních napětí [kPa]	77
Obrázek č. 45 Původní napjatost - průběh pórových tlaků [kPa]	78
Obrázek č. 46 Aktivace štětovnice - průběh pórových tlaků [kPa]	78
Obrázek č. 47 Výkop na 61,6 m - průběh totálních deformací [m]	79
Obrázek č. 48 Směry totálních deformací zeminy v okolí horního okraje stavební jámy	79
Obrázek č. 49 Horizontální deformace na konstrukci [m]	80
Obrázek č. 50 Tvarovaný výkop - průběh pórových tlaků [m]	81
Obrázek č. 51 Tvarovaný výkop – totální deformace [m]	81
Obrázek č. 52 Tvarovaný výkop - horizontální deformace [m]	82
Obrázek č. 53 Tvarovaný výkop - totální horizontální tlaky [kPa]	82
Obrázek č. 54 Tvarovaný výkop - horizontální deformace štětovnice [m]	83
Obrázek č. 55 Vyrovnání hydrogeologických podmínek - pórové tlaky [kPa]	84
Obrázek č. 56 Vyrovnání hydrogeologických podmínek - totální deformace [m]	85
Obrázek č. 57 *Aktivace tubusu (druhý výpočetní postup) - Totální deformace dna	86
Obrázek č. 58 *Aktivace tubusu (druhý výpočetní postup) – Vektory totálních deformací [m]	87
Obrázek č. 59 Návrhové zatížení základové desky [kPa]	88
Obrázek č. 60 Průběh normálových sil	89

Obrázek č. 61 Průběh posouvajících (smykových) sil	89
Obrázek č. 62 Průběh ohybových momentů	90
Obrázek č. 63 Příklad řezů funkcí LDF Sum na prvním logickém celku rozpěrného prstence.....	93
Obrázek č. 64 Idealizovaný průběh normálových sil F_x rozpěrného prstence	94
Obrázek č. 65 Idealizovaný průběh posouvajících sil F_y rozpěrného prstence	95
Obrázek č. 66 Idealizovaný průběh ohybových momentů M_z rozpěrného prstence	95
Obrázek č. 67 Schéma vyztužení rozpěrného prstence	97
Obrázek č. 68 Interakční diagram rozpěrného prstence	98
Obrázek č. 69 Detail spodní části interakčního diagramu rozpěrného prstence	98
Obrázek č. 70 Idealizovaný průběh normálových sil F_x SVP	99
Obrázek č. 71 Idealizovaný průběh posouvajících sil F_y SVP	100
Obrázek č. 72 Idealizovaný průběh ohybových momentů M_z SVP	100
Obrázek č. 73 Schéma vyztužení SVP	101
Obrázek č. 74 Interakční diagram SVP	102
Obrázek č. 75 Detail spodní části interakčního diagramu SVP	102
Obrázek č. 76 Horizontální deformace štetovnice AU14.....	104
Obrázek č. 77 Porovnání průběhu celkových horizontálních tlaků pro typy výpočtů	105
Obrázek č. 78 Detail průběhu celkových horizontálních tlaků v horní části konstrukce	106
Obrázek č. 79 Porovnání horizontálních deformací jednotlivých typů výpočtů.....	107
Obrázek č. 80 Porovnání průběhu posouvajících sil	108
Obrázek č. 81 Porovnání průběhů ohybových momentů	109

Seznam rovnic

Rovnice č. 4.01 Objemová tíha saturované zeminy.....	36
Rovnice č. 4.02 Modul reakce podloží dle Schmitta.....	38
Rovnice č. 4.03 Součinitel aktivního zemního tlaku.....	45
Rovnice č. 4.04 Součinitel K_{ac}	45
Rovnice č. 4.05 Součinitel K_{ahc}	45
Rovnice č. 4.06 Horizontální aktivní tlak na konstrukci od zeminy.....	46
Rovnice č. 4.07 Aktivní tlak od zeminy.....	46
Rovnice č. 4.08 Horizontální aktivní tlak od přetížení.....	46
Rovnice č. 4.09 Aktivní tlak od přetížení.....	46
Rovnice č. 4.10 Horizontální pasivní tlak.....	46
Rovnice č. 4.11 Pasivní tlak.....	46
Rovnice č. 4.12 Vyrovnání horizontální síly zemních tlaků.....	47
Rovnice č. 4.13 Celková délka pažící konstrukce.....	47
Rovnice č. 4.14 Moment setrvačnosti idealizované štětovnice.....	54
Rovnice č. 4.15 Jednotná tloušťka idealizovaného profilu skořepinového prvku.....	54
Rovnice č. 4.16 Výpočet objemové tíhy idealizovaného profilu.....	54

Seznam tabulek

Tabulka č. 1 Geologický profil z předchozí průzkumné činnosti [7].....	25
Tabulka č. 2 Geologický profil [7].....	30
Tabulka č. 3 Přiřazení geologickým vrstvám [7]	30
Tabulka č. 4 X, Y souřadnice vrtů	35
Tabulka č. 5 Upravená geometrie vrtů pro výpočet	36
Tabulka č. 6 Výpočtové geotechnické parametry	36
Tabulka č. 7 Redukční součinitelé materiálu	38
Tabulka č. 8 Posouzení MMZ48-1 z hlediska MSP a MSÚ pro všechno návrhové situace....	39
Tabulka č. 9 Výsledky prvních čtyř kroků výpočtu	45
Tabulka č. 10 Výstupy ručního výpočtu	47
Tabulka č. 11 Dimenzační síly na jeden metr stěny	47
Tabulka č. 12 Posouzení navržené štětovnice GU27N	48
Tabulka č. 13 Materiálové vstupy výpočetního modelu	53
Tabulka č. 14 Doba a náročnost výpočtu	68
Tabulka č. 15 Průřezové charakteristiky, únosnosti průřezů a idealizované parametry štětovnic	70
Tabulka č. 16 Minimální a maximální deformace v hloubce 5,7 m.....	73
Tabulka č. 17 Zatěžovací stavy pro části tubusu 1 až 4	84
Tabulka č. 18 Zatěžovací stavy pro část tubusu 5	86
Tabulka č. 19 Zatěžovací stavy rozpěrného prstence	96
Tabulka č. 20 Upravené zatěžovací stavy rozpěrného prstence	96
Tabulka č. 21 Body interakčního diagramu rozpěrného prstence	97
Tabulka č. 22 Zatěžovací stavy SVP	101
Tabulka č. 23 Upravené zatěžovací stavy SVP	101
Tabulka č. 24 Body interakčního diagramu SVP	102
Tabulka č. 25 Minimální a maximální hodnoty horizontálních deformací z obrázku č. 76 ..	105

Seznam příloh

Příloha č. 01: Situační výkres

Příloha č. 02: Púdorys stavební jámy

Příloha č. 03: Řez stavební jámou

Příloha č. 04: Technologický postup výstavby

Příloha č. 05: Výpočtové fáze GEO5

Příloha č. 06: Makro

Příloha č. 07: Porovnání MSÚ a MSP pro jednotlivé štětovnice

Příloha č. 08: Výstupy z GEO5 Pažení posudek – Mezní stav únosnosti

Příloha č. 09: Výstupy z GEO5 Pažení posudek – Mezní stav použitelnosti

Příloha č. 10: Ruční výpočet

Příloha č. 11: Data pro porovnání

Příloha č. 12: Nastavení funkce Calculation

Příloha č. 13: Tabulkové hodnoty vnitřních sil rozpěrného prstence

Příloha č. 14: Výpočet interakčního diagramu rozpěrného prstence

Příloha č. 15: Tabulkové hodnoty vnitřních sil spodního vodícího prstence

Příloha č. 16: Výpočet interakčního diagramu spodního vodícího prstence